TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

25

9./10. März 2015

DRESDNER BRÜCKENBAU SYMPOSIUM

© 2015 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten. Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach Technische Universität Dresden Institut für Massivbau 01062 Dresden
Redaktion:	Silke Scheerer Angela Heller
Layout:	Ammar Al-Jamous
Anzeigen:	Harald Michler
Titelgestaltung:	Ulrich van Stipriaan
Auflage:	1.500 Stück
Druck:	addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-421-9

Tagungsband
25. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e. V.

09. und 10. März 2015

Inhaltsverzeichnis

0 Herzlich Willkommen zum 25. Dresdner Brückenbausymposium
Magnifizenz Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen **11**

1 Überall Brücken – von der Vielgestaltigkeit eines Gedankens
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach **15**

2 Brückenbau in Deutschland – eine Auswahl zukünftiger Schwerpunkte
Dr.-Ing. Gero Andreas Marzahn **33**

3 25 Jahre Dresdner Brückenbausymposium – eine deutsche Erfolgsgeschichte
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke **37**

4 Bridge Architecture – from Structure to Elegance
Dr. Michel Virlogeux **63**

5 Fußgängerbrücken – Entwurf und Konstruktion
Dipl.-Ing. Andreas Keil **69**

6 Schlanke vorgespannte Fußgängerbrücke aus Textilbeton
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dipl.-Ing. Sergej Rempel, Dr.-Ing. Christian Kulas **83**

7 Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Jürgen Feix, Dipl.-Ing. Dr. Mario Hansl **99**

8 Gustave Magnel – ein Wegbereiter der Spannbetonbauweise
Prof. dr. ir. Luc R. Taerwe **113**

9 Integrale Brücken im Wandel der Zeit
Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner, Jaroslav Kohoutek M.Sc. **131**

10 Dynamisch über das Saale-Elster-Tal – Bemessung und Konstruktion einer Stabbogenbrücke für den Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr
Dipl.-Ing. Rolf Jung, Dipl.-Ing. Tobias Mansperger **151**

11 Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen – Von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik
Dr.-Ing. Gero Marzahn, Dr.-Ing. Markus Hamme, Dr.-Ing. Peter Langenberg, Prof. Dr.-Ing. Gerd Groten, Dipl.-Ing. Michael Paschen **163**

12 Friedrichsbrücke Berlin – Denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke über die Spree – die Verbindung von zwei verschiedenartigen Brückenkonstruktionen
Dipl.-Ing. Michael Hänig, Dipl.-Ing. (FH) Andreas Höregott, Dipl.-Ing. Andrea Thoms **181**

13 Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren für Brücken in Österreich
Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Dipl.-Ing. Sara Foremniak, Dipl.-Ing. Benjamin Kromoser **193**

14 Feuerverzinken im Brückenbau – Anwendung und aktuelle Forschungsergebnisse
Holger Glinde **217**

15 Das Schwergutgewerbe – Großraum- und Schwertransporte, Autokrane, Brückenbau
Dipl.-Ing. Wolfgang Draaf **229**

16 Massivbrücken unter extremen Wetterbedingungen
Dr.-Ing. Dirk Proske **239**

17 Brückenbauexkursion 2014 – Spurensuche in Deutschland
Dipl.-Ing. Robert Zobel, Dipl.-Ing. Sebastian Wilhelm **253**

18 Chronik des Brückenbaus
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner **265**

19 Inserentenverzeichnis
Übersicht der Werbeanzeigen im Tagungsband **287**

9 Integrale Brücken im Wandel der Zeit

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner; Jaroslav Kohoutek M.Sc.
Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt

9.1 Merkmale integraler und semi-integraler Brücken

9.1.1 Integrale Brücken

Brücken ohne Fugen und Lager werden im deutschen Sprachraum als integrale Brücken, im englischen Sprachraum als *fully integral abutment bridges* (FIABs) bezeichnet [1], [2]. Definitionsgemäß läuft in diesem Fall der Überbau über die gesamte Brückenlänge fugenlos durch und ist weder von den Pfeilern noch von den Widerlagern durch Fugen oder Lager getrennt. Dies bedeutet, dass alle Bauteile des Bauwerks monolithisch miteinander verbunden sind, wobei Betongelenke als monolithische Verbindung verstanden werden [3].

9.1.2 Semi-integrale Brücken

Der Begriff semi-integrale Brücken wird in unterschiedlichen Ländern differenziert betrachtet. In den USA gibt es den Begriff der *semi-integral abutment bridges* (SIAB, [2]). Darunter werden Brücken mit durchgehendem Überbau eingruppiert, welche an den Widerlagern keine monolithische Verbindung aufweisen müssen. In Österreich werden Brücken als semi-integral bezeichnet, welche „entweder Fahrbahnübergänge oder Lager (ausschließlich an den Widerlagern) aufweisen, aber nicht beides (fahrbahnübergangslose bzw. lagerlose semi-integrale Brücke)" [4]. Auch in der Schweiz wird diese Begriffsdefinition beibehalten [5]. Da in Deutschland Brücken mit Lagern aber ohne Fahrbahnübergang selten ausgeführt werden, sind derartige Bauwerke in den *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING* [1] wie folgt definiert: „Als semi-integrale Brücken werden Rahmentragwerke bezeichnet, die keine integralen Bauwerke sind und bei denen in mindestens 2 Achsen die Pfeiler monolithisch an den Überbau angeschlossen sind." Im Folgenden wird die in Deutschland übliche Definition verwendet.

9.1.3 Vor- und Nachteile integraler Brücken

Fugen- und lagerlose Brücken erfuhren in den vergangenen Jahrzehnten zunehmende Verbreitung. Die wesentlichen Vorteile integraler Brücken gegenüber konventionellen Tragwerken sind die Folgenden [5]:

- Die Vermeidung von Verschleißteilen wie Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen reduziert die Unterhaltskosten der Brücke und vereinfacht den Bauablauf.
- Durch den Entfall der Wartungsgänge in den Widerlagern können diese einfacher ausgebildet werden.
- Der Wegfall von Pressenstellplätzen an Stützen und Widerlagern ermöglicht die schlankere Ausbildung der Stützenköpfe und Widerlagerbänke.
- Das statische System der Widerlagerwände als elastisch am Kopf- und Fußpunkt eingespanntes Bauteil gestattet schlankere Widerlagerwände.
- Bei der Wahl der Spannweiten von Mehrfeldbrücken besteht eine größere Gestaltungsfreiheit, da durch die monolithisch angeschlossenen Widerlager abhebende Kräfte leichter aufgenommen und Eckeinspannungen aktiviert werden.
- Der Entfall von Übergangskonstruktionen führt zu einer Erhöhung des Fahrkomforts und einer Verringerung der Lärmemissionen.

Den genannten Vorteilen stehen jedoch auch Nachteile gegenüber:

- Die Bemessung integraler Brücken ist deutlich aufwändiger als die Berechnung konventioneller Brücken, da die Boden-Tragwerk-Interaktion berücksichtigt werden muss.
- Die aus Zwang entstehenden Längskräfte im Überbau führen zu einer höheren Längsbewehrung und erfordern gegebenenfalls eine größere Vorspannung.
- Nicht parallel zur Verschiebungsrichtung ausgerichtete Flügelwände sind bei integralen Brücken für höhere Erddrücke zu bemessen.

- Durch zyklische Temperaturverformungen entstehen im Erdreich hinter dem Widerlager größere Setzungen. Diese müssen durch die Anordnung einer Schleppplatte oder durch das Bewehren des Erdkörpers mit geeigneten Materialien begrenzt werden.
- Bei Pfahlgründungen kann die Mantelreibung durch die horizontalen Pfahlbewegungen nicht oder nur eingeschränkt angesetzt werden. Hieraus resultieren größere Pfahllängen und höhere Kosten.
- Auftretende Setzungen der Gründungsbauteile können nicht durch ein Nachstellen der Lager ausgeglichen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass integrale Betonbrücken in vielen Fällen technische und ökonomische Vorteile über den Lebenszyklus aufweisen. Sie bedürfen allerdings einer größeren Planungstiefe und eines deutlich höheren Detaillierungsgrades bei der Bemessung.

9.2 Geschichtliche Entwicklung integraler und semi-integraler Massivbrücken

9.2.1 Integrale Massivbogenbrücken

Als natürliches Vorbild integraler Brücken dienen Bogenbrücken aus Naturstein. Die Größte ihrer Art ist die Rainbow Bridge (Bild 9.1) im US-Bundesstaat Utah mit 85 m Spannweite. Sie entstand im Laufe der Jahre durch andauernde Erosion, welche durch einen Fluss ausgelöst wurde [6].

Die ersten echten Bogenbrücken der Mykener, der Ägypter, Griechen (z. B. Steg von Rhodos) und Etrusker waren Steinbogenbrücken [7], [8]. Auch die Bogenbrücken der Römer bestanden aus einzelnen Steinblöcken (z. B. Brücke von Alcántara), welche teilweise mit Gussmauerwerk „opus caementitium" verstärkt wurden (z. B. die Ponte die Quattro Capi in Rom). Durch die Fugen zwischen den Steinen sind diese Brücken jedoch nicht als monolithisch anzusehen. Erst mit der Einführung des Baustoffs Beton im 19. Jahrhundert wurde für die Kunst- und Gewerbeausstellung 1880 in Düsseldorf die erste monolithische Bogenbrücke aus Stampfbeton hergestellt (siehe Bild 9.2). Die auftretenden Zwängungen dieser 12 m überspannenden Brücke konnten durch vertikale Bewegungen des Bogens aufgenommen werden. In der Folge wurden zahlreiche monolithische Bogenbrücken

Bild 9.1: Sandstein-Bogenbrücke Rainbow Bridge National Monument in Utah, USA (Foto: National Park Service)

Bild 9.2: Stampfbeton-Bogenbrücke – Kunst- und Gewerbeausstellung 1880 in Düsseldorf (Foto: Stadtarchiv Wiesbaden)

mit kleiner und mittlerer Spannweite aus Stampfbeton hergestellt.

9.2.1.1 Integrale Rahmenbrücken aus Stahl- und Spannbeton als Straßen- und Fußgängerbrücken

Die erste integrale Rahmenbrücke in den USA (Bild 9.3) aus Stahlbeton führt über den Fluss Teens Run im US-Bundesstaat Ohio [9]. Diese wurde im Jahr 1938 errichtet, spannt über fünf Felder und hat eine Gesamtlänge von 43,3 m. In den Folgejahren wurden weltweit zahlreiche integrale Rahmenbrücken ausgeführt.

Integrale Brücken werden in vielen Fällen tief gegründet, da in diesem Fall die Nachgiebigkeit der Unterbauten zu einer besseren Beherrschbarkeit der Zwangsschnittgrößen führt. Aber auch

Bild 9.3: Teens Run Bridge in Ohio [9]

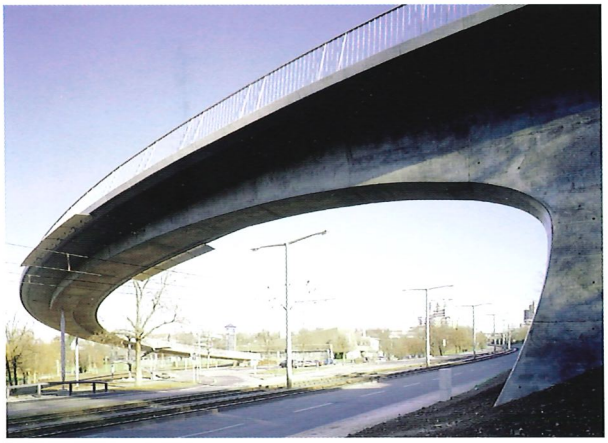

Bild 9.4: La-Ferté-Steg in Stuttgart-Zuffenhausen (Foto: Verband Beratender Ingenieure)

flach gegründete, integrale Brücken mit großen Stützweiten sind bekannt, so z. B. die im Jahr 1955 fertiggestellte Traunbrücke Ebensee in Österreich, eine Einfeld-Rahmenbrücke mit 72 m lichter Weite [10].

Ab den 1990er Jahren wird die integrale Bauweise erfolgreich bei Brücken über 100 m Gesamtlänge eingesetzt. So erreicht der La-Ferté-Steg in Stuttgart (Bild 9.4) aus dem Jahr 2001 eine Gesamtlänge von 119 m bei 28,5 m maximaler Stützweite, die im Jahr 1997 gebaute Straßenbrücke Kujira Bridge in Japan (Bild 9.5) eine Gesamtlänge von 122 m bei einer lichten Weite von 101 m, die Brücke über den Happy Hollow Creek (Bild 9.6) im US-Bundesstaat Tennessee aus dem Jahr 1999 eine Gesamtlänge von 358 m bei einer maximalen Stützweite von 42 m, die Brücke Isola della Scala in Italien (Bild 9.7) aus dem Jahr 2007 eine Gesamtlänge von 401 m bei 31 m maximaler Stützweite und die im Jahr 1998 gebaute Sunnibergbrücke (Bild 9.8) in der Schweiz eine Gesamtlänge von 526 m bei 140 m maximaler Stützweite.

Bemerkenswert ist die Tatsache, dass im Falle des La-Ferté-Stegs, der Happy Hollow Creek Bridge und der Sunnibergbrücke horizontale Zwängungen durch die Brückenkrümmung im Grundriss nahezu vollständig abgebaut werden können. Die Brücken sind hierzu auf schlanken Stützen aufgelagert, welche nur eine geringe Steifigkeit in Bewegungsrichtung aufweisen und Horizontalverformungen ermöglichen. Bei der Kujira Bridge und der Isola della Scala Bridge müssen dagegen die Unterbauten in der Lage sein, sämtliche Zwangsverschiebungen aufzunehmen. Es wird deutlich, dass die Brückengeometrie im Grundriss eine maßgebende Rolle bei der Entstehung von Zwangsbeanspruchungen spielt.

9.2.2 Semi-integrale Straßenbrücken

Semi-integrale Brücken weisen ähnliche Vorteile wie integrale Brücken auf [5]. Durch eine geeignete Kombination integraler Brückenteile und konventionell gebauter Abschnitte können jedoch die Nachteile der integralen Brückenbauweise weitestgehend vermieden werden [5]. Die semi-integrale Brückenbauweise eignet sich für eine Vielzahl von Längstragsystemen. So ist die Südbrücke Berching (Bild 9.9) aus dem Jahre 1990 eine mehr als 100 m weit gespannte lagerlose Einfeld-Rahmenbrücke aus Spannbeton über den Main-Donau-Kanal, deren Stiele in Form von Schlitzwandscheiben im Erdreich angeordnet und damit nicht sichtbar sind.

Die Kylltalbrücke (Bild 9.10) im Zuge der Bundesautobahn (BAB) A60 stellt mit 223 m Bogenspannweite eine der größten Stahlbetonbogenbrücken in Deutschland dar. Bei dieser Brücke konnten durch die monolithische Bauweise im schwer zugänglichen Bogenbereich Lager vermieden werden. Die integrale Länge beträgt 277 m.

Auch bei der im Jahr 2002 erbauten Talbrücke über die Zahme Gera (Bild 9.11) im Zuge der BAB A71 konnten durch die semi-integrale Bauweise Lager an den bis zu 63,5 m hohen Y-Stützen vermieden werden. Die integrale Länge beträgt 340 m.

Bild 9.5: Kujira Bridge in Japan [11]

Bild 9.6: Happy Hollow Creek Bridge, Tennessee, USA (Foto: Edward P. Wasserman und George Hornel)

Bild 9.7: Isola della Scala Bridge, Italien [12]

Bild 9.8: Sunnibergbrücke, Schweiz (Foto: Fachgebiet Massivbau, TU Darmstadt)

Bild 9.9: Südbrücke Berching (Foto: Jaroslav Kohoutek)

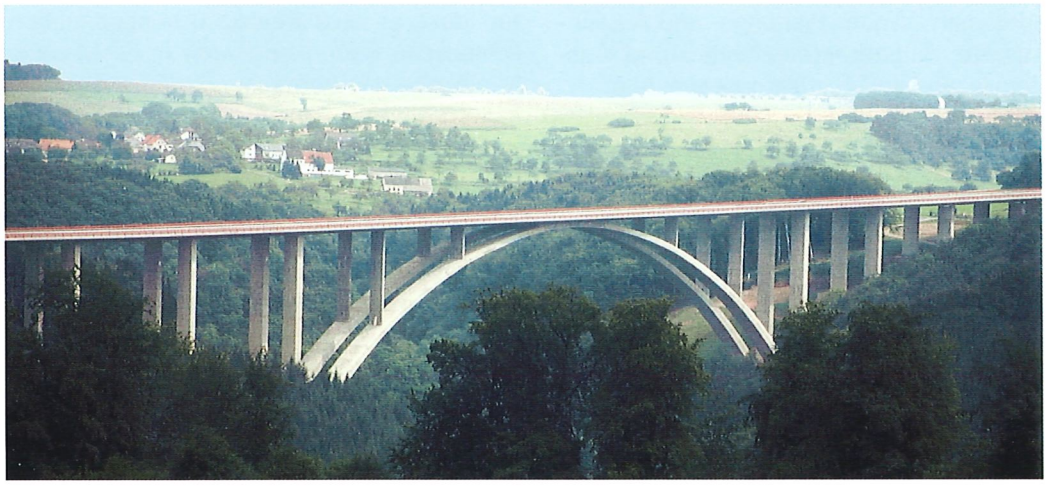

Bild 9.10: Kylltalbrücke (Foto: KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft)

Bild 9.11: Talbrücke Zahme Gera (Foto: DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und Bau GmbH

9.3 Tragwerksanalyse integraler und semi-integraler Brücken

9.3.1 Besonderheiten bei der Berechnung integraler Brücken

Die Planung und Ausführung integraler und semi-integraler Brücken unterscheidet sich in vielen Aspekten von der bei konventionellen Brücken. Daher wurden in Deutschland die *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING, Teil 2: Brücken* [1] um den Abschnitt 5: Integrale Bauwerke erweitert. In dieser nationalen Vorschrift werden maßgebende Planungs- und Ausführungsgrundsätze gerade für integrale Brücken adressiert. Weiter Planungs- und Ausführungsgrundsätze, Musterberechnungen und Ausführungsdetails sind in [14] zusammengestellt.

Integrale und semi-integrale Brücken sind statisch unbestimmt gelagerte Bauwerke, bei denen die Boden-Bauwerk-Interaktion einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Die Steifemoduln der Böden E_s beeinflussen die Größe der entstehenden Zwangsschnittgrößen infolge von Temperatureinwirkungen, Kriechen und Schwinden maßgeblich und wirken sich auch auf die Schnittgrößen aus Eigengewicht, Verkehrslasten und Vorspannung aus. Sie sind jedoch erheblichen Unsicherheiten unterworfen. Bei einfeldrigen Rahmenbrücken führen beispielsweise kleinere Steifemoduln E_s zu einer Erhöhung der Feldmomente des Überbaus, während höhere Steifemoduln E_s die Rahmeneckmomente vergrößern. Einerseits begrenzt der maximale passive Erddruck die entstehenden Zwangsschnittgrößen, andererseits können bei Bauteilverkürzungen Einwirkungen aus Zwang nur bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons entstehen. Letzteres kann zum Aufreißen von Tragwerksteilen führen, wodurch wiederum die Steifigkeitsmatrix des Gesamtsystems (s. Gl. (1)) beeinflusst wird, was zu einer Änderung der Schnittgrößenverteilung gegenüber dem ungerissenen Tragsystem führt. Darüber hinaus ist zu beachten, dass bei Anwendung des semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzeptes günstig und ungünstig wirkende Auswirkungen sowohl auf der Einwirkungs- als auch der Widerstandsseite differenziert zu betrachten sind. Dies bedeutet, dass je nach Beanspruchungssituation unterschiedliche Bodenkennwerte (z. B. Maximal- bzw. Minimalwerte) bemessungsrelevant werden, wobei im Vorfeld häufig nicht abgeschätzt werden kann, welcher Wert in welcher Nachweissituation maßgeblich ist.

9.3.2 Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion

Wie in Abschnitt 9.3.1 bereits deutlich wurde, ist die Modellierung der Bodeneigenschaften von großer Bedeutung bei der Tragwerksanalyse integraler Brücken. Grundsätzlich ist zwischen dem Boden hinter den Widerlagern (Hinterfüllung) und dem gewachsenen Boden unterhalb der Flach-

gründungen sowie im Bereich der Tiefgründungen zu differenzieren. Der Boden im hinterfüllten Bereich unterliegt vergleichsweise geringen Streuungen der Bodeneigenschaften, da er während der Bauphase planmäßig eingebaut und qualitätsgesichert verdichtet wird. Im Gegensatz dazu streuen die Bodeneigenschaften des gewachsenen Bodens in aller Regel stark.

In Bild 9.12 sind exemplarisch die auf ein Bauteil in horizontaler Richtung entstehenden Erddrücke nichtbindiger Böden dargestellt. Erdruhedruck E_0 auf eine Wand stellt sich ein, wenn diese unverschieblich ist (s = 0). Bewegt sich das Bauteil in Richtung des anstehenden Erdreichs, steigt der Erddruck maximal bis zum Erreichen des passiven Erddrucks Ep an. Bei einer Bewegung weg vom anstehenden Boden verringert sich der Erddruck, sinkt bei kohäsionslosen Böden allerdings nicht auf den Wert 0 ab, sondern erreicht durch das Nachrutschen des Materials den Minimalwert E_a. Während bei dichter Lagerung der Erddruck ausgehend vom Erdruhedruck schnell und früh seinen Maximalwert E_p erreicht, ist der Anstieg bei lockerer Lagerung deutlich verlangsamt und E_p wird erst bei einem deutlich größeren Verschiebeweg erreicht.

Der Boden kann für eine wirklichkeitsnahe Tragwerksanalyse durch horizontale, vorgespannte nichtlineare Federn modelliert werden, bei denen die Vorspannkraft dem Erdruhedruck entspricht. Bei einer Wandverschiebung in Richtung des anstehenden Bodens vergrößert sich die Federkraft bis zum Erreichen des passiven Erddrucks E_p und bleibt anschließend in guter Näherung konstant. Bei einer Wandverschiebung weg vom anstehenden Boden verringert sich die Vorspannkraft bis zum Erreichen des aktiven Erddrucks (für die Bemessung 1/2 E_a) und verharrt auf diesem Niveau. Bei der Festlegung der horizontalen Federsteifigkeit müssen jedoch zusätzlich zyklische Wandverschiebungen infolge von Temperatureinwirkungen berücksichtigt werden, die zu einer allmählichen Verdichtung des Erdkörpers führen können. Darüber hinaus macht der Ansatz nichtlinearer Federn eine nichtlineare Tragwerksanalyse mit den in Abschnitt 9.3.3 noch angesprochenen Einschränkungen erforderlich.

Bei Tiefgründungen des Bauwerks auf Bohr- oder Rammpfählen gewährleistet der gewachsene Boden die Lagesicherheit. Dieser ist in allen Bewegungsrichtungen wirksam und wird im Rechenmodell in Form von Federn modelliert. Die Eigenschaften dieser Bodenfedern beeinflussen die Gesamtsteifigkeitsmatrix K (Gl. (9.1)) des Systems. In neu-

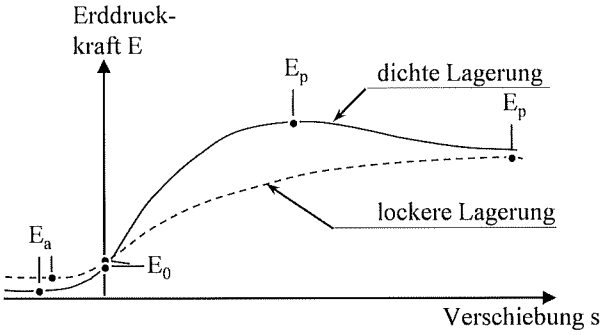

Bild 9.12: Erddruck nichtbindiger Böden in Abhängigkeit von der Verschiebung s

traler Stellung (Ruhezustand) hebt sich der beidseits auf die Pfähle wirkende Erdruhedruck (Vorspannung der Feder) gegenseitig auf. Verschiebt sich der Pfahl, dann kann auf einer Pfahlseite der entgegen der Bewegungsrichtung entstehende Erdwiderstand bis zum passiven Erddruck ansteigen, während auf der anderen Pfahlseite der Erddruck bis zum aktiven Wert abfällt. Kehrt sich die Bewegungsrichtung um, dann kehren sich auch die Erddrücke um. Zur Vereinfachung der Berechnung mit Hilfe einer linear-elastischen Tragwerksanalyse ist es vorteilhaft und in aller Regel ausreichend genau, die aktive Komponente zu vernachlässigen und die Boden-Bauwerk-Interaktion lediglich mittels linearer, nicht vorgespannter Federn unter Berücksichtigung der passiven Komponente zu modellieren. Wird der maximale passive Erddruck in einer Feder überschritten, dann muss deren Federsteifigkeit nachträglich angepasst werden.

Die Federkraft F ergibt sich zu:

$$F = K \cdot V \tag{9.1}$$

Mit:
K = Gesamtsteifigkeitsmatrix
V = Gesamtverschiebungsvektor
F = Gesamtlastvektor

Die Eigenschaften der Bodenfedern im Rechenmodell können mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens bestimmt werden. Aus den Steifemoduln E_s der einzelnen Bodenschichten werden mit Hilfe geotechnischer Näherungsformeln die Bettungsmoduln k bestimmt (siehe Gl. (9.2)). Zur Bestimmung linearer Bodenfederkonstanten D sind diese Bettungsmoduln mit den jeweiligen Einzugsflächen A des Bodens zu multiplizieren (Gl. (9.3)).

$$k = f(E_S) \tag{9.2}$$

$$D = k \cdot A \tag{9.3}$$

Mit:
k in [MN/m³]
D in [MN/M]

Um die Auswirkungen streuender Bodeneigenschaften auf das Bemessungsergebnis hinreichend genau zu erfassen, ist es nach [1], Tab. 4.1.1, in Verbindung mit [1], Tab. 4.2.1, ausreichend, die Steifemoduln E_s der Bodenschichten bei Rahmenbauwerken mit $L_{ges} > 20$ m sowohl mit oberen als auch mit unteren Grenzwerten anzusetzen. Zur Berücksichtigung der Streuung der Bodeneigenschaften werden dementsprechend üblicherweise ausschließlich obere und untere Grenzwerte der Federsteifigkeit verwendet, [1] und [14], und die theoretisch mögliche Kombination minimaler und maximaler Erddruckbeiwerte innerhalb einer Nachweissituation vernachlässigt (siehe Bild 9.13). Bodenunabhängige obere und untere Grenzwerte der Steifemoduln E_s enthält Tabelle 9.1 [1].

Der infolge Boden-Bauwerk-Interaktion von flach gegründeten Brücken bei Überbauverlängerung mobilisierte Erdwiderstand kann nach Vogt [13] bzw. [14] auch als Einwirkung auf die Widerlagerwand angesetzt werden und dadurch auch bei einer linear-elastischen Tragwerksanalyse hinreichend genau erfasst werden (Bild 9.14). Zur Bestimmung des mobilisierten passiven Erddrucks muss jedoch die aus der maßgeblichen Einwirkungskombination resultierende Wandverschiebung iterativ berechnet und daraus die resultierende Erddruckverteilung bestimmt werden. Bei Temperaturverkürzung des Überbaus ist bei dieser Vorgehensweise hingegen mit dem ungünstigsten Wert des aktiven Erddrucks zu rechnen.

Auch bei Flachgründungen gewährleistet der gewachsene Boden die Lagesicherheit des Brückenbauwerks. In der Sohlfuge von Flachgründungen sind Reibungskräfte wirksam, welche nur geringe Verschiebungen zulassen. Bis zum Überschreiten der Reibungskraft verhält sich der Boden annähernd elastisch, Bodenfedern können somit linear angenommen werden. Durch die begrenzten Verformungen der Gründung ist ein Erreichen des maximalen passiven Erddrucks an den Fundamentseiten häufig nicht möglich.

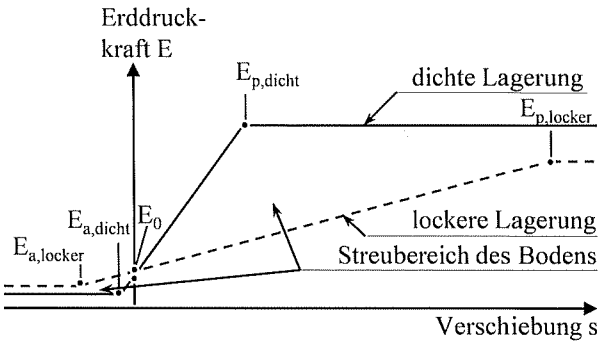

Bild 9.13: Vereinfachter Erddruckansatz und Streubereich für nichtbindige Böden in Abhängigkeit der Bauteilverschiebung s

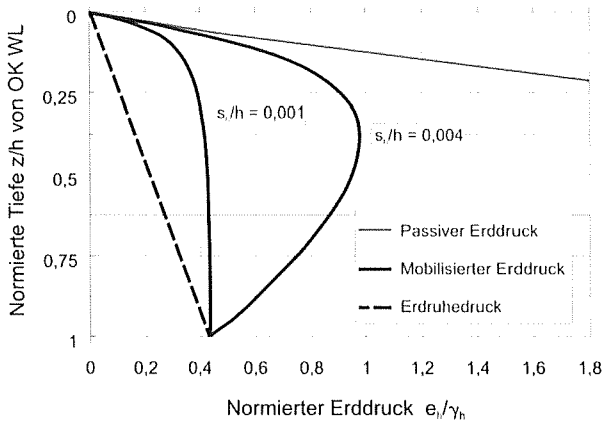

Bild 9.14: Bezogene Darstellung des mobilisierten Erddrucks $e_{ph,mob}$ über die Wandhöhe h für eine Kopfverschiebung von $s_h = 0{,}001 \cdot h$ bzw. $s_h = 0{,}004 \cdot h$ [1]

9.3.3 Linear-elastische Schnittgrößenermittlung vs. nichtlineare Berechnung

Wie aus Bild 9.12 hervorgeht, weist der angreifende Erddruck ein nichtlineares Verhalten in Abhängigkeit der Bauwerksverformung auf. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton ist ebenfalls nichtlinear und verursacht zusammen mit möglicher Rissbildung ein nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten des Systems. Eine wirklichkeitsnahe Tragwerksanalyse von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken erfordert daher grundsätzlich eine Schnittgrößenermittlung unter Ansatz sämtlicher Nichtlinearitäten, was jedoch sehr komplex und aufwändig ist, vgl. [15] und [16]. Die wesentlichen Randbedingungen einer nichtlinearen Tragwerksanalyse sollen an dieser Stelle nur

Tabelle 9.1: Grenzwerte der Steifemoduln E_s in Abhängigkeit der Gründungsart ([1], Tab. 3.4.1)

Grenzwert je Gründungsart	**Steifemodul E_s** [1), 2)]
Pfahlgründung	
Horizontal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert
Vertikal (für Bohrpfähle)	
Unterer Grenzwert	1,0facher Grundwert
Oberer Grenzwert	4,0facher Grundwert
Flachgründung	
Horizontal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert der vertikalen Bettung
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert der vertikalen Bettung
Vertikal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert

[1)] Mittelwerte = arithmetisches Mittel des Steifemoduls E_s

[2)] Grundwert = Minimalwert des Steifemoduls E_s

in knapper Form zusammengefasst werden, eine detaillierte Analyse erfolgt in [15]:

- Die Tragwerksanalyse erfolgt immer am Gesamtsystem, bedingt die Kenntnis der im jeweiligen Querschnitt vorhandenen Bewehrung und integriert damit die Querschnittsbemessung in die Schnittgrößenermittlung.
- Die Vorhersagegenauigkeit der auftretenden Verformungen und der sich einstellenden Schnittgrößen ist wirklichkeitsnäher und ermöglicht die realistische Erfassung der Rissbildung sowie der entstehenden Zwangsschnittgrößen.
- Eine getrennte Berücksichtigung streuender Materialeigenschaften auf der Widerstandsseite mit Hilfe entsprechender Teilsicherheitsbeiwerte ist nicht möglich; es müssen die Mittelwerte der Materialeigenschaften der Berechnung zu Grunde liegen und der Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und Widerstand entsprechend adjustiert werden [17].
- Die Superposition der Auswirkungen einzelner Lastfälle ist nicht möglich, vielmehr sind die Auswirkungen aller denkbaren Einwirkungskombinationen stets getrennt am Gesamtsystem zu ermitteln, was zu einer Vielzahl von Berechnungen führt.

Aufgrund der im Brückenbau auftretenden Vielzahl möglicher Einwirkungskombinationen und Nachweissituationen hat es sich in der Praxis bewährt, die Schnittgrößen unter der Annahme idealisierter (linear-elastischer) Materialeigenschaften zu berechnen und erst bei der anschließenden Querschnittsbemessung die Nichtlinearitäten des Baustoffs zu berücksichtigen. Dabei werden mögliche Fehler in der Schnittgrößenermittlung bei zugrunde gelegten linear-elastischen und nichtlinearen Materialeigenschaften in vergrößerten Modellunsicherheitsfaktoren γ_{Sd} und γ_{Rd} (siehe Gl. (9.4)) berücksichtigt. Damit ergeben sich folgende Vorteile:

- Eine Nachweisführung auf Basis von getrennten Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite ist möglich und die Nachweisführung kann querschnittsbezogen erfolgen.
- Eine Überlagerung der Auswirkungen verschiedener Einwirkungen ist möglich, wodurch der Berechnungsaufwand erheblich reduziert wird.

- Die Ermittlung der maßgebenden Einwirkungskombination und der maßgebenden Verkehrslaststellung kann rechnergestützt erfolgen.

In der gegenwärtig gültigen Bemessungsnorm für Massivbrücken DIN EN 1992-2 [18] sind nichtlineare Berechnungsverfahren ohne Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde nur für den Nachweis von schlanken Druckgliedern (Pfeilern) zugelassen. Eine Berücksichtigung der Rissbildung bei der Tragwerksanalyse kann dennoch durch Näherungsansätze erfolgen, wodurch die Vorhersagegenauigkeit der Schnittgrößen bei linear-elastischer Berechnung verbessert wird. Nach [18], NCI zu 2.3.1.3 (3), gilt: "Die Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Sofern kein genauerer Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden." Auch für Temperaturauswirkungen sind vereinfachend die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I beim Übergang in den Zustand II nach [18], NCI zu 2.3.1.2 (2) und (3) (NA.102), anzusetzen.

Für die Tragwerksanalyse integraler Brücken unter Berücksichtigung streuender Bodeneigenschaften ergeben sich bei einer nichtlinearen Berechnung eine Vielzahl zu untersuchender Einwirkungssituationen, da im Vorfeld die maßgebende Bemessungssituation nicht abgeschätzt werden kann. Es hat sich daher in der Praxis eingebürgert, auch integrale Bauwerke unter Annahme linear-elastischer Materialeigenschaften zu berechnen. Diese Vorgehensweise bedingt jedoch, dass näherungsweise nur Bodenfedern mit linearem Verhalten eingesetzt werden können.

9.3.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

Grundsätzlich ist bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen nach [19], 6.3.1 und 6.3.5., bei linear-elastischer Tragwerksanalyse für den Nachweis auf Querschnittsebene der Nachweis hinreichender Tragfähigkeit nach Gl. (9.4) zu erbringen. Dabei erfassen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_f und γ_m die Streuung der Basisvariablen auf der Einwirkungsseite E bzw. der Widerstandsseite R, während die zugehörigen Modellunsicherheiten und deren Streuung über die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Sd} und γ_{Rd} abgebildet werden.

$$\begin{aligned} d &= \gamma_{Sd} \cdot E\left\{\gamma_{g,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_p \cdot P_k; \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{q,i}\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\} \\ &\leq R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\left\{\eta_i \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \qquad (9.4) \\ j &\geq 1; i \geq 1 \end{aligned}$$

mit:

γ_{Sd} Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten der Idealisierung der Einwirkungen und /oder Auswirkungen
E Auswirkung der Einwirkung(en)
γ_g Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung(en)
G_k charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung(en)
γ_p Teilsicherheitsbeiwert der Vorspannung
P_k charakteristischer Wert der Vorspannung
γ_q Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung(en)
Q_k charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung(en)
ψ_0 Kombinationswert einer veränderlichen Einwirkung
γ_{Rd} Modellunsicherheit des Widerstandsmodells
η Umrechnungsbeiwert zwischen Probeneigenschaften und maßgebenden Eigenschaften im Bauteil
X_k charakteristischer Wert des Baustoffwiderstandes
γ_m Teilsicherheitsbeiwert für den Baustoff
a_d Bemessungswert einer geometrischen Größe

Um bei flach gegründeten Brücken die Steifigkeitsmatrix von der im Widerlagerbereich wirkenden Boden-Bauwerk-Interaktion zu entkoppeln, können – wie bereits in Abschnitt 9.3.2 beschrieben – Erddrücke auf die Widerlagerwand vereinfacht als ständige Einwirkung modelliert und dann mit einem oberen bzw. einem unteren Teilsicherheitsbeiwert γ_f auf der Einwirkungsseite beaufschlagt werden. Wird bei Tiefgründungen hingegen die Boden-Bauwerk-Interaktion über Federn modelliert, deren Eigenschaften in der Steifigkeitsmatrix integral erfasst werden, ist eine direkte Berücksichtigung der Bodenkenngrößen als Eingangsgröße in Gl. (9.4) nicht möglich. Vielmehr müssen in diesem Fall die Bodeneigenschaften mit ihren Bemessungswerten = charakteristischer Grenzwert/Teilsicherheitsbeiwert direkt in die Bestimmung der Federsteifigkeiten eingehen. Die Vorgehensweise einer getrennten Tragwerksanalyse sowohl für Maximal- als auch Minimalwerte der Bodensteifigkeiten (s. Abschnitt 9.3.2) ent-

spricht somit der definierten Vorgabe von zwei Bemessungswerten der Bodeneigenschaften, weshalb sich eine weitere Berücksichtigung der Streuung dieser Kenngrößen erübrigt. Wird dagegen bei der Schnittgrößenermittlung nur von mittleren Bodenkenngrößen ausgegangen, so kann die zugehörige Streuung über adjustierte Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Sd} und γ_{Rd} in Gl. (9.4) berücksichtigt werden. Da die Boden-Bauwerk-Interaktion zu veränderten Auswirkungen der Einwirkungen führt, bietet sich in diesem Fall eine Erfassung auf der Einwirkungsseite über einen zugeschärften Teilsicherheitsbeiwert γ_{Sd} an. Dieser kann auch nach Einwirkungsart (Eigen-, Verkehrs- oder Temperaturlasten) oder Nachweisart (Biegung bzw. Querkraft) differenziert angesetzt werden.

9.3.5 Bemessung integraler Brücken

Die aus der Boden-Bauwerk-Interaktion im Tragwerk entstehenden Zwangsschnittgrößen können sich auf die Querschnittsbemessung sowohl ungünstig aber auch günstig auswirken. Die Bodeneigenschaften und die Auswirkungen der Interaktion bei der Bemessung müssen daher möglichst wirklichkeitsnah berücksichtigt werden (siehe auch [20], 2.6 (1)P).

Da Normalkräfte infolge Zwangsauswirkungen die erforderliche Bewehrung beeinflussen, ist bei der Bemessung die Momenten-Normalkraft-Interaktion zu beachten. Im Regelfall kann jedoch nicht a priori entschieden werden, welcher Grenzwert der Bodeneigenschaften (Minimal- oder Maximalwert) im betrachteten Querschnitt unter der maßgebenden Einwirkungskombination und Verkehrslaststellung zum ungünstigsten Bemessungsergebnis führt. Insbesondere bei vielfach statisch unbestimmten Systemen ergibt sich eine Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten der Steifemoduln an den einzelnen Gründungsbauteilen. So sind auch bei linear-elastischer Analyse eines eingespannten Einfeld-Rahmen (Bild 9.15) allein über die unterschiedlichen Annahmen zu den anzusetzenden Bodeneigenschaften in der Gründungssohle (obere und untere Federkennwerte k_o bzw. k_u) theoretisch $2^6 = 64$ Kombinationsmöglichkeiten denkbar. In der Ingenieurpraxis genügt es nach [1], 3.4 (3), jedoch, nur zwei Tragsysteme (alle Federn entweder mit ihren Maximal- oder ihrem Minimalwert) zu untersuchen. Gleiches gilt für die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei tief gegründeten Brücken.

Bild 9.15: Statisches System eines elastisch eingespannten Einfeld-Rahmens

Grundsätzlich werden bei dieser Vorgehensweise jedoch nicht alle ungünstig möglichen Kombinationen abgedeckt und der Berechnungsaufwand ist auch bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung noch immer sehr groß. Hieraus ergibt sich für die Ingenieurpraxis die Fragestellung, unter welchen Randbedingungen die Boden-Bauwerk-Interaktion auf der Widerstandsseite – also bei Berücksichtigung in der Steifigkeitsmatrix – mit **Mittelwerten** der Bodeneigenschaften modelliert werden kann und wie für diesen Fall das verwendete Sicherheitsformat adjustiert werden muss. Dies ist das Ziel einer Dissertation [21], in der mittels umfangreicher Zuverlässigkeitsanalysen an ausgeführten, integralen Brücken ein Vorschlag zur Adjustierung des Sicherheitsformates erarbeitet wird. Dabei dienen die Zuverlässigkeitsanalysen der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeiten p_f an den untersuchten Brücken. Sind diese geringer als die nach [19] geforderten Werte, muss anschließend die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte für Modellunsicherheiten (γ_{Sd} bzw. γ_{Rd}) in Gl. (9.4) diskutiert werden.

9.3.6 Zuverlässigkeitsanalyse integraler Brücken

Die Zuverlässigkeitstheorie ist ein mathematisches Teilgebiet der Stochastik, bei der die Wahrscheinlichkeitstheorie mit der Statistik verknüpft wird. Dabei bilden die Einflussgrößen (Basisvariablen) und deren Interaktion das stochastische Modell. Die Beschreibung der Basisvariablen erfolgt mittels detaillierter Angabe des Verteilungstyps, des Erwartungswertes μ, der Standardabweichung σ und ggf. weiterer Parameter. In einem Stahlbetonbauteil beeinflussen beispielsweise die Art und Lage der Bewehrung, die Betongüte sowie unplanmäßige Maßabweichungen den Widerstand R des Querschnitts. Eine ähnliche Wechselwirkung ist in geeigneter Weise ebenfalls für die Einwirkungen E zu formulieren. Durch zufällige Wahl der Basisvariablen kann anschließend ein Ereignis des stochastischen Modells wiedergegeben werden. Das Ereignis kann schließlich einer Zustandsprüfung – *Versagen oder kein Versagen* – in Form einer Grenz-

zustandsfunktion G (Gl. (9.5)) unterzogen werden, vgl. [22].

$$g(R,E) = G = R - E \tag{9.5}$$

Ist G > 0, liegt kein Versagen vor. Für die Versagenswahrscheinlichkeit p_f gilt demnach:

$$p_f = P(G = R - E \leq 0) \tag{9.6}$$

In Bild 9.16 ist die Versagenswahrscheinlichkeit pf, welche ein Maß für die Zuverlässigkeit des Bauteils darstellt, als Bereich innerhalb des Faltungsintegrals $p_{RE}(r,e)$ angegeben. Des Weiteren kann die Versagenswahrscheinlichkeit für einen bestimmten Betrachtungszeitraum auch über den Zuverlässigkeitsindex β beschrieben werden. Als Zielwert der Tragwerkszuverlässigkeit wird nach [19], Tabelle C.2, der Zuverlässigkeitsindex β = 4,7 im Grenzzustand der Tragfähigkeit für einen Betrachtungszeitraum von einem Jahr festgelegt. Dies entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von ungefähr $p_f = 10^{-6}$. Es ist festzuhalten, dass es sich bei dem in [19] definierten Versagensindex von β = 4,7 ausdrücklich um einen Zielwert handelt, der bei einer expliziten Zuverlässigkeitsanalyse eines Tragwerks durchaus unterschritten werden darf. Nach [23] beträgt der nach Norm [19] zulässige untere Grenzwert des Zuverlässigkeitsindexes β_{Lim} = 4,1.

Ist die Grenzzustandsfunktion g aus Gl. (9.5) normalverteilt, gilt:

$$\beta = \mu_g / \sigma_g \tag{9.7}$$

mit

$$\mu_g = \mu_R - \mu_E$$

Mittelwert der Grenzzustandsfunktion

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$$

Streuung der Grenzzustandsfunktion

Zur Ermittlung der Zuverlässigkeit integraler Brücken müssen die Kenngrößen der Basisvariablen auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite bekannt sein. Auf der Einwirkungsseite sind bei der Zuverlässigkeitsanalyse die Basisvariablen

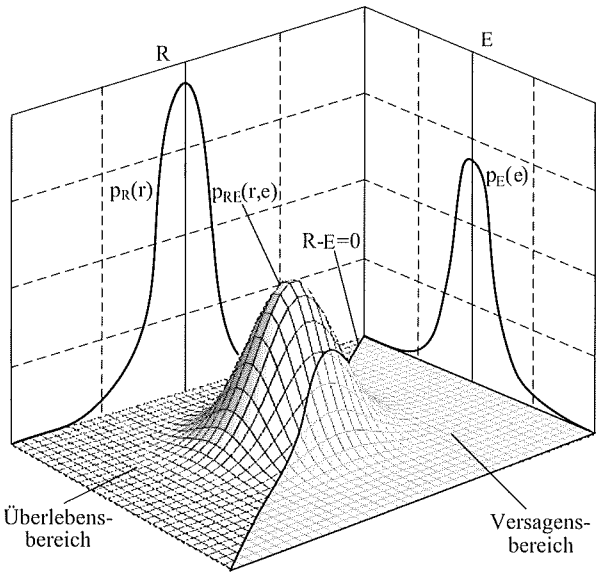

Bild 9.16: Versagensbereich des R-S-Modells nach [23]

der ständigen Einwirkungen sowie der veränderlichen Einwirkungen infolge Verkehr und Temperatur wirklichkeitsnah abzubilden. Da die bekannten Angaben zu Temperatur- und Verkehrslasten keine Rückschlüsse auf deren Dichtefunktion (Verteilungstyp, Erwartungswert μ, Standardabweichung σ) erlauben, sind hierzu gesonderte Untersuchungen erforderlich, deren Ergebnisse nachfolgend dargestellt werden.

Konstante Temperaturänderungen ΔT_u und lineare Temperaturunterschiede ΔT_M zwischen der Brückenober- und Brückenunterseite verursachen bei integralen Brücken aufgrund des mobilisierten Erddrucks Zwangsschnittgrößen im Tragwerk (siehe Abschnitt 9.3.1). Zur Bestimmung von ΔT_u wurden mehr als 3,1 Millionen Lufttemperaturmessungen des Deutschen Wetterdienstes DWD ausgewertet und mit Hilfe von Korrelationsfunktionen in Dichtefunktionen der konstanten Bauteiltemperaturen ΔT_e überführt (Bild 9.17). Die zu berücksichtigenden, linearen Temperaturunterschiede ΔT_M sowie deren Korrelation $\rho_{Te\Delta TM}$ mit konstanten Bauteiltemperaturen wurden aus sechs Jahre dauernden Messungen der Bauteiltemperaturen an einer Spannbeton-Hohlkastenbrücke sowie unter Einbeziehung der Untersuchungsergebnisse von [24] und [25] bestimmt (Bild 9.18).

Da auch zu den normativ festgelegten Einwirkungen aus Straßenverkehr keine Dichtefunktionen bekannt sind, wurden theoretische Verkehrssimulationen an real ausgeführten Bauwerken durchge-

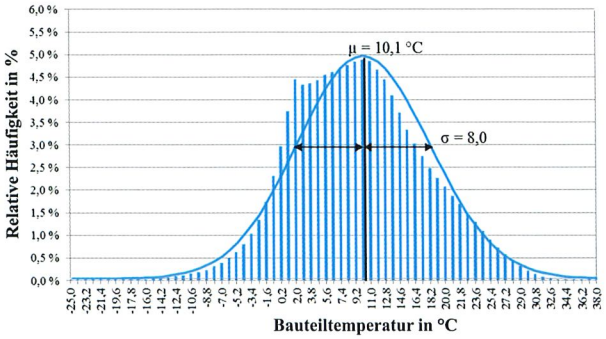

Bild 9.17: Histogramm und normalverteilte Dichtefunktion der Massivbrückentemperaturen T_e in Deutschland [26]

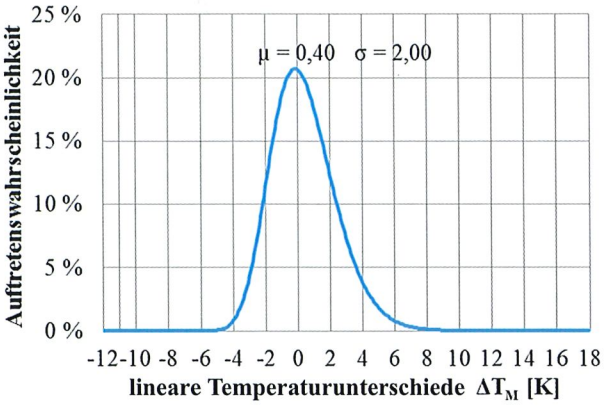

Bild 9.18: Lognormalverteilte Dichtefunktion der vertikalen, linear-veränderlichen Temperaturunterschiede ΔT_M für Massivbrücken mit den charakteristischen Werten der Temperaturunterschiede $\Delta T_{M,cool,k}$ = -5 K und $\Delta T_{M,heat,k}$ = +10 K [27]

führt. Hierzu wurden zunächst aus Messungen der Fahrzeuggewichte und Fahrzeugabstände an realen Bauwerken wirklichkeitsnahe Verkehrsbänder für die Verkehrszustände *fließender Verkehr* und *Stauverkehr* sowie *Schwerverkehr auf einer Fahrspur* und *Schwerverkehr anteilig auf zwei Fahrspuren* bestimmt. Des Weiteren wurden für ausgewählte Brücken und für unterschiedliche Bodeneigenschaften an definierten Nachweisstellen Querkraft- und Momenteneinflusslinien berechnet. Diese können in Verbindung mit den bereits beschriebenen Verkehrsbändern dazu genutzt werden, die Dichtefunktion der an der Nachweisstelle auftretenden Tragwerksbeanspruchung abzuleiten. Eine beispielhafte Auswertung ist in Bild 9.19 und Tabelle 9.2 dargestellt. Zur Validierung können die sich ergebenden Fraktilwerte den Auswirkungen des normativen Lastansatzes LM 1 gem. [28] mit [29] gegenübergestellt werden.

Die Mittelwerte der Bauwerkswiderstände μ_R können durch eine vorgeschaltete Bemessung (Festlegung der Bewehrungs- und Spannstahlmenge, Betongüte etc.) bestimmt werden, während die zugehörigen Verteilungstypen und Streuungen σ_R aus der Literatur (z. B. [31]) verfügbar sind. Gleiches gilt bezüglich der statistischen Kenngrößen für Modellunsicherheiten.

Mit Hilfe probabilistischer Analysen kann nicht nur die Tragwerkszuverlässigkeit selbst bestimmt, sondern es kann auch die Sensitivität einzelner Einflussgrößen auf das Versagen determiniert werden. Zusammen mit dem definierten Zielwert des Zuverlässigkeitsindexes lassen sich daraus differenzierte Teilsicherheitsbeiwerte für die unterschiedlichen Basisvariablen auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite ableiten, mit deren Berücksichtigung eine hinreichende Begrenzung der Versagenswahrscheinlichkeit erreicht wird. Dies kann dazu genutzt werden, die notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte zu bestimmen, wenn – wie in Abschnitt 9.4 vorgeschlagen – zur Reduzierung des Berechnungsaufwands bei einer linear-elastischen Tragwerksanalyse mit Mittelwerten der Bodeneigenschaften anstelle der Bemessungswerte gearbeitet wird.

9.4 Angepasstes Bemessungskonzept für integrale Brücken

Wie in Abschnitt 9.3.4 gezeigt wurde, ist die linear-elastische Schnittgrößenermittlung eine Grundvoraussetzung zur Durchführung von Nachweisen auf Querschnittsebene. Während der Erddruck auf die Widerlager in Form eines mobilisierten Erddrucks als Einwirkung mit oberen und unteren Teilsicherheitsbeiwerten angesetzt werden kann (siehe Abschnitt 9.3.2), müssen die Ersatzfedern des gewachsenen Bodens stets linear modelliert werden. Die Berechnung vereinfacht sich jedoch erheblich, wenn anstelle zweier Bemessungswerte der Steifemoduln E_s der Böden deren Mittelwerte verwendet werden (siehe Abschnitt 9.3.5) und die Teilsicherheitsbeiwerte für Modellunsicherheiten γ_{Sd} und γ_{Rd} in Gl. (9.4) entsprechend adjustiert werden. Wie in Abschnitt 9.3.2 bereits deutlich wurde, ist der Ansatz von Modellunsicherheiten γ_{Rd} auf die Steifemoduln E_s der Böden nicht sinnvoll, da ein fester Wert der Modellunsicherheiten nur einseitige, nicht aber beidseitige Abweichungen

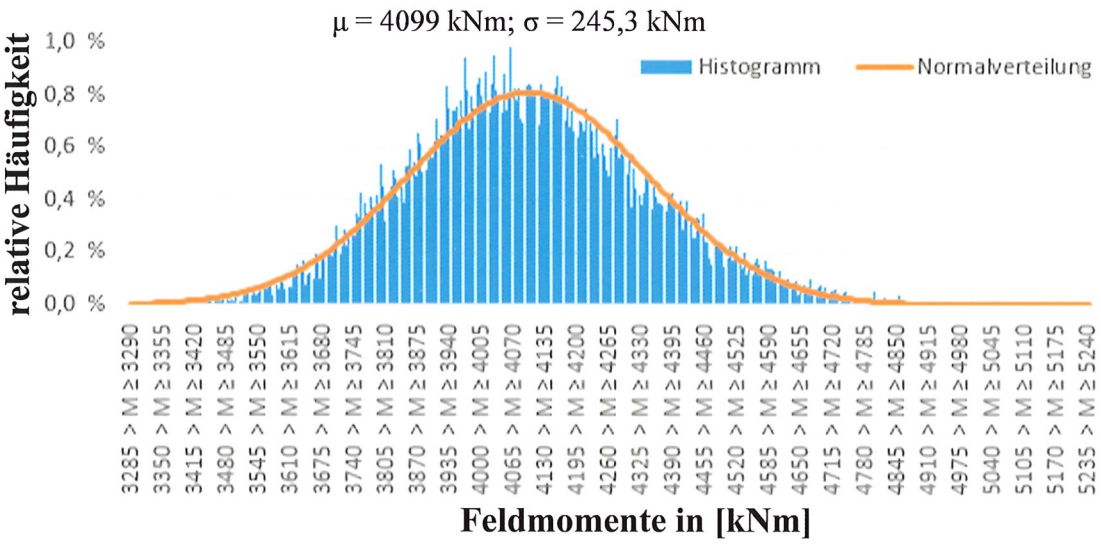

Bild 9.19: Südbrücke Berching – Histogramm und normalverteilte Dichtefunktion der Feldmomente infolge von Stauverkehr auf den Fahrspuren 1 und 2 [30]

vom Mittelwert der Bodeneigenschaften abdeckt. Aus diesem Grund wird vorgeschlagen, die aus der Verwendung von Mittelwerten der Bodensteifigkeiten resultierenden Modellunsicherheiten ausschließlich auf der Einwirkungsseite durch Anpassung von γ_{Sd} zu berücksichtigen.

Da es sehr wahrscheinlich ist, dass bei dieser Vorgehensweise der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwert γ_{Sd} nicht konstant gehalten werden kann, sondern je Tragwerkssystem und Nachweisart (z. B. Biegung, Querkraft) unterschiedlich ausfallen wird, ist es sinnvoll, die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_f = \gamma_f \cdot \gamma_{Sd}$ der Einwirkungen unverändert zu lassen und die erhöhten Modellunsicherheiten infolge der streuenden Bodeneigenschaften in den charakteristischen Werten E_k der Auswirkungen der Einwirkungen selbst zu berücksichtigen. Zur Ermittlung der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Sd} bzw. der Adjustierung der Einwirkungsgrößen E_k werden derzeit in [21] Zuverlässigkeitsanalysen an ausgeführten integralen Brücken durchgeführt. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen dienen dabei der Bestimmung der angepassten Einwirkungen.

9.5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick

Integrale und semi-integrale Brücken werden seit vielen Jahrzehnten geplant und ausgeführt und haben sich in der Praxis als langlebige, im Unterhalt günstige und ästhetisch ansprechende Bauwerke bewährt. Ihre Planung stellt jedoch durch die Boden-Bauwerk-Interaktion und die Schwierigkeiten bei der Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes erhöhte Anforderungen an die Tragwerksanalyse.

Für die Böden im Bereich der Hinterfüllung sowie der Flach- und Tiefgründungen werden Vorschläge zur Modellierung diskutiert und vereinfachte Ansätze hergeleitet. Es kann gezeigt werden, dass für viele Anwendungsfälle eine linear-elastische Tragwerksanalyse unter Berücksichtigung oberer und unterer Grenzwerte der linearen Bodenfedern zielführend ist. Darüber hinaus kann gezeigt werden, wie das Teilsicherheitskonzept bei der Bemessung integraler Brücken anzuwenden ist und welchen Einfluss die streuenden Bodenkenngrößen auf das Ergebnis haben.

Es wird demonstriert, dass mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen im Rahmen von Zuverlässigkeitsuntersuchungen an integralen Brücken der Einfluss der streuenden Bodenkenngrößen auf die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden kann. Da für Zuverlässigkeitsuntersuchungen eine detaillierte Kenntnis der Basisvariablen auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite zwingend erforderlich ist, wird besonders auf die Bestimmung der Basisvariablen infolge Temperatur- und Verkehrseinwirkungen eingegangen.

Im Rahmen einer Dissertation [21] werden derzeit umfangreiche Zuverlässigkeitsanalysen an Rahmenbrücken durchgeführt, deren Ergebnisse die Entwicklung eines vereinfachten Bemessungskon-

Tabelle 9.2: Südbrücke Berching – Ergebnisse der Verkehrssimulationen der hundertjährigen Verkehrsentwicklungen [30]

Schnittgröße	Fahrspur 1		Fahrspur 2		Fahrspuren 1 & 2	
	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Mittelwert μ	Standardabweichung σ
Feldmoment						
Stauverkehr	2.416 kNm	138 kNm	1.683 kNm	203 kNm	4.099 kNm	245 kNm
Fließverkehr	1.732 kNm	128 kNm	1.246 kNm	126 kNm	2.978 kNm	181 kNm
Moment am Widerlager						
Stauverkehr	-9.395 kNm	487 kNm	-5.460 kNm	711 kNm	-1.4855 kNm	863 kNm
Fließverkehr	-5.881 kNm	505 kNm	-3.697 kNm	510 kNm	-9.579 kNm	719 kNm
Querkraft						
Stauverkehr	649 kN	33 kN	248 kN	32 kN	897 kN	46 kN
Fließverkehr	418 kN	32 kN	171 kN	23 kN	589 kN	39 kN

zepts für derartige integrale Bauwerke auf Basis einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung erlauben sollen. Damit wird die Verwendung von Mittelwerten der Bodeneigenschaften anstelle oberer und unterer Bemessungswerte bei gleichzeitiger Adjustierung der Modellunsicherheitsbeiwerte γ_{Sd} bzw. Anpassung der zu berücksichtigenden charakteristischen Werte der Auswirkungen der Einwirkungen ermöglicht.

9.6 Literaturverzeichnis

[1] BMVBS (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING – Teil 2: Brücken, Abschnitt 5: Integrale Bauwerke. Ausgabe 10/2013, Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), 2013

[2] WHITE, H.; PÉTURSSON, H.; COLLIN, P.: Integral Abutment Bridges: The European Way. In: American Society of Civil Engineers (ASCE, Hrsg.): Practice Periodical on Structural Design and Construction, 08/2010, S. 201-208

[3] ENGELSMANN, ST.; SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), Heft 496, Berlin: Beuth, 1999

[4] RVS 15.05.12: Bemessung und Ausführung von integralen Brücken. Stand: 06.06.2012, Wien: Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr, 2012

[5] KAUFMANN, W.: Integrale Brücken – Sachstandsbericht. Schweizerische Eidgenossenschaft UVEK, 2008

[6] National Park Service, U.S. Department of the Interior: www.nps.gov/rabr/naturescience/geologicformations.htm, zuletzt geprüft am 07.01.2015.

[7] BOYD, T. D.: The Arch and the Vault in Greek Architecture. American Journal of Archaeology 82 (1978) 1, S. 83-100

[8] BRIEGLEB, J.: Die vorrömischen Steinbrücken des Altertums. Technikgeschichte 38 (1971) 3, S. 255-260

[9] BURKE, M.: Integral and Semi-Integral Bridges. West Sussex: Wiley-Blackwell, 2009

[10] MÖRSCH, E.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton: Entwurf und Konstruktion. 6. Ausgabe, Stuttgart: Konrad Wittwer, 1958

[11] AKIYAMA, H.: Fundamentally Structural Characteristics of Integral Bridges. Diss., Kanzawa University, 2008

[12] LAN, CH.: On the Performance of Super-Long Interal Abutment Bridges – Parametric Analyses and Design Optimization. Diss., University of Trento, 2012

[13] VOGT, N.: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Diss., Universität Stuttgart, 1984

[14] BERGER, D.; GRAUBNER, C.-A.; PELKE, E.; ZINK, M.: Fugenloses Bauen. Heft 50-2004, Wiesbaden: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, 2003

[15] GRAUBNER, C.-A.: Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze. Diss., TU München, 1988

[16] GRAUBNER, C.-A.: Rotation capacity and moment redistribution in hyperstatic reinforced concrete beams. CEB Bulletin 239, 1997

[17] GRAUBNER, C.-A.; SIX, M.: Consistent safety format for nonlinear analysis of concrete structures. In: Wunderlich, W. (Hrsg): Proceedings of the European conference on computational mechanics, 31.08.-03.09.1999 München, 1999, S. 454-455.

[18] DIN EN 1992-2: Handbuch Eurocode 2 Betonbau, Band 2: Brücken. Vom DIN autorisierte Fassung, Berlin, Wien, Zürich: Beuth, Ernst & Sohn, 2013

[19] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Ausgabe 12/2010, Berlin: Beuth, 2010

[20] Handbuch Eurocode 2 Betonbau, Band 1: Allgemeine Regeln. Kommentierte Fassung, Berlin, Wien Zürich: Beuth, Ernst & Sohn, 2012

[21] KOHOUTEK, J.: Zuverlässigkeitsanalyse integraler Massivbrücken. Diss., TU Darmstadt, in Vorbereitung

[22] KLINGMÜLLER, O.; BOURGUND, U.: Sicherheit und Risiko im konstruktiven Ingenieurbau. Wiesbaden: Friedrich Vieweg und Sohn, 1992

[23] HEIMANN, M.: Tragwerkszuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus ultrahochfestem Beton. Diss., TU Darmstadt, 2013

[24] ZICHNER, T.: Temperaturbeanspruchung von massiven Brücken infolge Witterungseinfluß und Beheizung. Diss., TH Darmstadt, 1977

[25] FRENZEL, B.: Beitrag zur Kombination der Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur an Spannbetonbrücken. Diss., HS für Architektur und Bauwesen Weimar, 1991

[26] KOHOUTEK, J.; TRAN, N. L.; GRAUBNER, C.-A.: Thermal actions on box girder bridges made of prestressed concrete. In: Werner, F.; Huber, M.; Lahmer, T.; Most, T.; Proske, D. (Hrsg.): Proceedings of the 12th International Probabilistic Workshop November 4th and 5th 2014 in Weimar, Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, 2014, S. 138-149

[27] KOHOUTEK, J.; TRAN, N. L.; GRAUBNER, C.-A.: Thermal actions on box girder bridges made of prestressed concrete. In: Präsentation im Rahmen des 12th International Probabilistic Workshop November 4th and 5th 2014 in Weimar, Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, 2014

[28] DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Ausgabe 12/2010, Berlin: Beuth, 2010

[29] DIN EN 1991-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Ausgabe 08/2012, Berlin: Beuth, 2012

[30] BIEKER, C.: Entwicklung eines Straßenverkehrslastmodells für Zuverlässigkeitsuntersuchungen an Rahmenbrücken mit mittleren und großen Spannweiten. Master Thesis, TU Darmstadt, 2014

[31] FABER, M.; SORENSEN, J. D. (HRSG.): Probabilistic Model Code. Joint Committe on Structural Safety, www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code, zuletzt geprüft am 07.01.2015

www.massivbau.tu-dresden.de/veranstaltungen/dbbs/25_DBBS

11 Herzlich Willkommen zum 25. Dresdner Brückenbausymposium

15 Überall Brücken – von der Vielgestaltigkeit eines Gedankens

33 Brückenbau in Deutschland – eine Auswahl zukünftiger Schwerpunkte

37 25 Jahre Dresdner Brückenbausymposium – eine deutsche Erfolgsgeschichte

63 Bridge Architecture – from Structure to Elegance

69 Fußgängerbrücken – Entwurf und Konstruktion

83 Schlanke vorgespannte Fußgängerbrücke aus Textilbeton

99 Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau

113 Gustave Magnel – ein Wegbereiter der Spannbetonbauweise

131 Integrale Brücken im Wandel der Zeit

151 Dynamisch über das Saale-Elster-Tal – Bemessung und Konstruktion einer Stabbogenbrücke für den Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr

163 Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen – von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik

181 Friedrichsbrücke Berlin – Denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke über die Spree – die Verbindung von zwei verschiedenartigen Brückenkonstruktionen

193 Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren für Brücken in Österreich

217 Feuerverzinken im Brückenbau – Anwendung und aktuelle Forschungsergebnisse

229 Das Schwergutgewerbe – Großraum- und Schwertransporte, Autokrane, Brückenbau

239 Massivbrücken unter extremen Wetterbedingungen

253 Brückenbauexkursion 2014 – Spurensuche in Deutschland

265 Chronik des Brückenbaus

ISSN 1613-1169, ISBN 978-3-86780-421-9