

# Fugenloses bauen



## **Impressum**

### **Herausgeber**

Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen  
Wilhelmstraße 10  
D-65185 Wiesbaden

### **Text und Redaktion**

Dipl. -Ing.(FH) Dieter Berger  
Dipl. -Ing. Dr. Ing. Martin Zink

### **Bearbeiter**

Dipl. -Ing.(FH) Dieter Berger (Hessische Straßen- und Verkehrsverwaltung)  
Univ. - Prof. Dr. Ing. Carl-Alexander Graubner (Techn. Universität Darmstadt, 64283 Darmstadt)  
Dipl. -Ing. Eberhard Pelke (Hessische Straßen- und Verkehrsverwaltung)  
Dipl. -Ing. Dr. Ing. Martin Zink (König, Heunisch und Partner, 60596 Darmstadt)

### **Gestaltung**

Titelblatt: M@NTHEY.TYPODESIGN, Wiesbaden  
Heft: Dieter Berger, Hessisches Landesamt Wiesbaden

### **Satz und Druck**

Hessisches Landesamt für Straßen und Verkehrswesen

© 2003, Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen  
Alle Rechte vorbehalten

Heft 50 – 2004 der Schriftenreihe  
der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung

## **Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken**

Dieter Berger  
Carl-Alexander Graubner  
Eberhard Pelke  
Martin Zink  
Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen  
Wiesbaden, 2003

## Vorwort



Die Integrale Bauweise besetzt derzeit die Diskussion im Brückenbau. Leichte Bauwerke, wie sie Jörg Schlaich derzeit entwirft, entstehen und unterstützen diese Bauweise.

Im Unterschied zu den fugen- und lagerlosen Brücken an deren Überbauenden Übergangskonstruktionen angeordnet werden, kommen integrale Brücken gänzlich ohne Lager und Dehnfugen aus. Über- und Unterbau werden zu einem monolithischen Bauwerk gegossen. Das gesamte Bauwerk ist in Baugrund eingebettet und steht mit dem „Baustoff“ Boden in Interaktion. Sorgfältig geplant, entstehen einfache robuste Konstruktionen mit hohen Tragreserven bei reduzierten Baumassen und kurzen Bauzeiten. Für den Bauherrn wichtig sind die Effizienzpotenziale der integralen Bauweise bei Wartung und Unterhaltung. Über die technischen Vorteile hinaus bietet das integrale Bauen mit Beton eine Vielzahl von gestalterischen Möglichkeiten, was der vielgescholtenen Baukultur des dt. Brückenbaus zu Gute kommt.



Bild 01: Aquädukt von Segovia, ca. 50 n. Chr.  $l_{\text{ges}} = 818$  m

Die Steingewölbe des Mittelalters, erfolgreich bis zum Ende des 19. Jahrhunderts, benutzen das Spiel von Stein und Fugen um Zwangskräfte zu regulieren (Bild 02).

Das fugen- und lagerlose Bauen ist alt. Die antiken Baumeister wandten sie intuitiv aber konsequent an. Die Diskontinuität des niederfesten römischen Opus Caementitium und die Reduktion auf den Gewölbebau ließ auftretende Zwangskräfte sich auf kurzem Wege abbauen. Die Leistungsfähigkeit des römischen Betonbaus unterstreicht die noch heute im Betrieb befindliche Wasserleitung von Segovia (Bild 01).

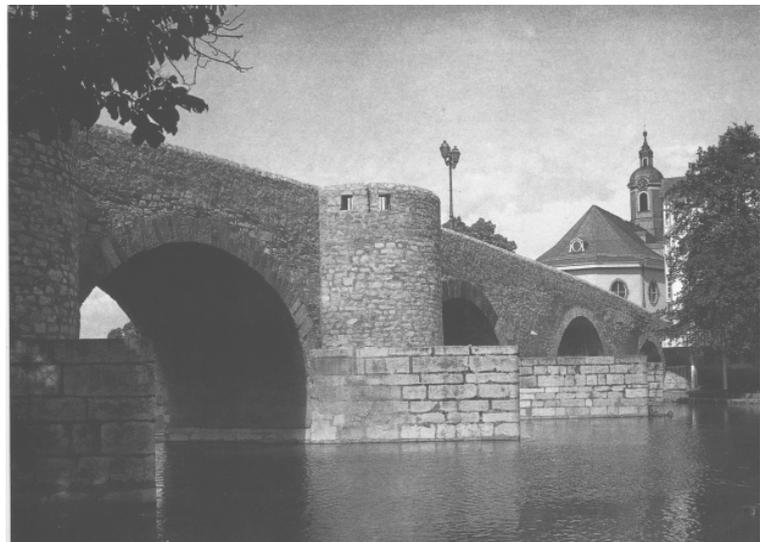


Bild 02: Lahnbrücke Wetzlar, 1250-1280  $l_{\text{ges}} = 104$  m

Auch die ersten Betonbrückenbauten der Moderne (Bild 03) - Gewölbe des béton aggloméré - wurden monolithisch gegossen.

Die sukzessive Anhebung der Betonfestigkeit und der Siegeszug des béton armé Monier's und Hennebique's bei biegebeanspruchten Bauteilen warf die Frage der Rissbildung und deren Beherrschung auf. Mit der Entwicklung des Spannbetonbauweise durch Freyssinet



Bild 03: Aquädukt Pont sur Yonne von F. Coignet (1814-1888), 1870  $l_{ges} = 1500$  m (Bildquelle: K. Stiglat)

Dank intensiver Bauforschung ist heute das Risspiel im Beton nach Qualität und Quantität bekannt und über Betontechnologie, Bewehrung und Nachbehandlung auf der Baustelle steuerbar. In Heft 499 des DafStb sind von Engermann, Schlaich und Schäfer die einzuhaltenden Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung von integralen Brücken hinreichend erläutert. Durch die heute zur Verfügung stehende ausgefeilte Berechnungssoftware kann das Tragssystem in seiner Gesamtheit abgebildet und iterativ das Kräftespiel mit dem Baustoff Boden quantifiziert werden.



Bild 05: Sunnibergbrücke bei Klosters, 1998  $l_{ges} = 500$  m

konnten die auftretenden Zwangskräfte aus Kriechen und Schwinden nicht mehr negiert werden. Dies und die Forderung der Bauherrschaft Über- und Unterbauten eine getrennte Lebenserwartung zuzuweisen, führte zur konstruktiven Lösung des Abfugens.

Dennoch zeigt die Frühphase des Spannbetons bei kleinen und mittleren Spannweiten, ohne den modischen Begriff der „integralen Brücken“ zu belegen, fugen- und lagerlose Brücken (Bild 04).

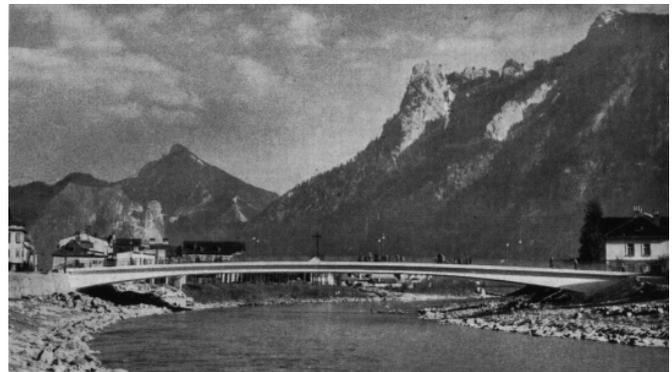


Bild 04: Traunbrücke Ebensee  $l_{ges} = 72$  m aus: Emil Mörsch: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton, Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1968

Die Sunnibergbrücke Christian Menns deren Überbau fugen- und lagerlos mit den Pylonen und den Widerlagern verbunden ist zeigt exemplarisch was möglich ist.

Was lässt die integrale Bauweise für den Bauherrn interessant werden?

Die Hessische Straßen- und Verkehrsverwaltung (HSVV) als Auftragsverwaltung der Bauherrn Bund, Land Hessen und der Hessischen Kreise trägt die Verantwortung für eine Straßeninfrastruktur von rund 15.500 km Straßen in deren Zuge ca. 7.000 Brücken liegen.

Die grundlegenden Leitziele der HSVV - Sicherstellung der Mobilität der Bürger bei effizientem Mitteleinsatz - ergeben vier Grundanforderungen an Konstruktive Ingenieurbauwerke:

*Ganzheitlichkeit:* Konstruktive Ingenieurbauwerke, obwohl singuläre Punkte mit hohem Spezialisierungsgrad, sind Teil des Gesamtbauwerks „Straße“.

*Kundenorientierung:* Jedes einzelne Bauteil des Gesamtbauwerks „Straße“ unterliegt der Grundforderung „Sicherstellung der Mobilität“.

*Kostenbewusstsein:* Der Fokus richtet sich auf die Phase der Nutzung, denn nicht Baukosten sondern Gesamtkosten sind der Maßstab.

*Anlagevermögen:* Straßenbauverwaltungen sind Sachverwalter der Bauherrn Bund, Land oder der Kreise.

Die technischen Vorteile der Integraler Brücken verknüpfen sich mit den oben aus den Leitzielen abgeleiteten Grundanforderungen an moderne Brückenbauwerke und werden zu einem verstärktem Einsatz der integralen Bauweise für Brücken mit kleinen und mittleren Gesamtlängen führen. Als wesentliche Vorteile sollen nochmals herausgestellt werden:

Geringere Herstellungskosten

Verminderung der Instandsetzungskosten durch Wegfall wartungsintensiver Bauteile

Vereinfachter und schnellerer Bauablauf durch den Wegfall des maschinenbauorientierten Lagern und Dehnfugeneinbaus

Dauerhafte und wartungsunabhängige Vermeidung von direktem Taumittelzutritt zu Konstruktionsteilen unterhalb der Fahrbahn

Verringerung der Gefahr ungleichmäßiger Setzungen und Pfeilerschiefstellungen

Höhere Verkehrssicherheit durch möglichen Entfall einer Mittelstützung

Größere Traglastreserven durch erhöhte Systemredundanz.

Das vorliegende Heft der Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung dient der direkten Anwendung der Integralen Bauweise. Praxisorientiert führt es den Projektingenieur schrittweise zur erfolgreichen Umsetzung beim Bauwerksentwurf und nimmt ihm so die Scheu vor den Besonderheiten der Bauweise. Einschwerpunkt des Entwurfsheftes ist die konstruktive Durchbildung. Der Fuge zwischen Bauwerk und Streckenbau wird besondere Aufmerksamkeit gewidmet.

Die hier vorgelegte anwendungsorientierten Entwicklungsarbeit ist entstanden im partnerschaftlichem Miteinander von beratendem Ingenieur - dem Ingenieurbüro König, Heunisch und Partner (KHP, Frankfurt) - und öffentlicher Straßenbauverwaltung vertreten durch das Hess. Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen. Das Entwurfsheft Integrale Bauweise sollte Auftakt sein zu weiteren „joint-ventures“, damit bauwissenschaftlichen Erkenntnissen schnell den Weg zum vor Ort tätigen Projektingenieur gelingt.

Eberhard Pelke

**Entwurfshilfen  
für integrale Straßenbrücken**

**Grundlagen**

# Inhalt

1	Veranlassung	1
2	Grundlagen	2
2.1	Begriffe	2
2.2	Vorteile und Besonderheiten integraler Brücken	3
2.3	Normen	6
3	Bauwerke	7
3.1	Verkehrswege und Querschnitte	7
3.2	Expositionsklassen, Baustoffe und Anforderungsklassen	8
3.3	Bauwerksdaten	9
3.4.1	Grundlagen	10
3.4.2	Hinterfüllung bei symmetrischen Tragwerken	16
3.4.3	Hinterfüllung bei unsymmetrischen Tragwerken	16
3.4.4	Gründung	17
4	Einwirkungen	18
4.1	Ständige Einwirkungen	18
4.2	Baugrundbewegungen	18
4.3	Erddruck	19
4.4	Einwirkungen aus zivilem Straßenverkehr	19
4.4.1	Vertikale Verkehrslasten	19
4.4.2	Verkehrslasten für die Ermüdungsberechnung	20
4.4.3	Lastmodelle für den Bereich der Hinterfüllung von Widerlagern	20
4.5	Militärische Verkehrslasten nach STANAG 2021	21
4.6	Temperatureinwirkungen	22
4.7	Wind	23
4.8	Einwirkungen für Lager und Fahrbahnübergänge	23
4.8.1	Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen	23
4.10	Einwirkungen für die Bemessung der Gründung	25
4.11	Außergewöhnliche Einwirkungen	25
4.12	Einwirkungen in Bauzuständen bei der Herstellung	26
5	Hinweise für Entwurf und Bemessung	27
5.1	Baugrundgutachten	27
5.2	Bewegungen an den Überbauenden	27
5.3	Zwangsschnittgrößen	33
5.4	Begrenzung der Zwangsschnittgrößen	34
5.4.1	Monolithisch angeschlossene Widerlager	34
5.4.2	Mittelstützungen	39

5.4.3	Überbau	40
5.5	Baustoffe	40
6	Hinweise für das Aufstellen von Bauwerksentwurf und für die Ausschreibung	42
7	Hinweise für die Bauausführung	43
8	Beurteilung der Ergebnisse	44
8.1	Allgemeines	44
8.2	Vorteile	44
8.3	Nachteile und Grenzen	45
9	Zusammenfassung	47
	Literatur	48

Anlage 1 Musterberechnung für eine integrale Fuß- und Radwegbrücke

Anlage 2 Zwangbeanspruchung in fugenlosen Bauwerken – Parameterstudie und Beispiel aus [4]

Anlage 3 Beispiele für fugenlose Bauwerke in Hessen

Anlage 4 Zeichnungen



## **1 Veranlassung**

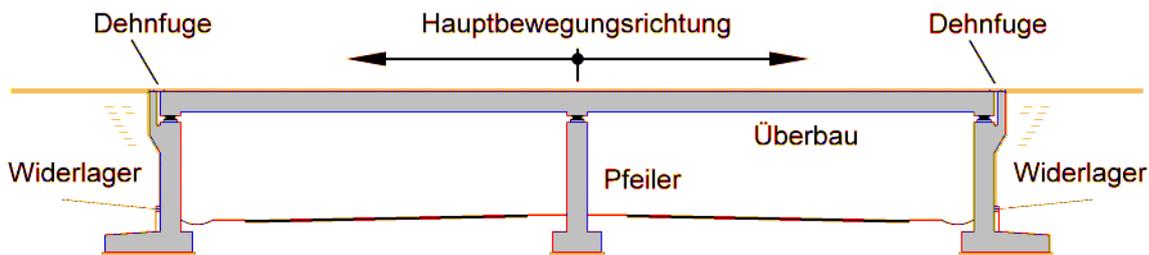
Am 02.10.2002 wurden wir vom Hessischen Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen beauftragt, ein Entwurfsheft für lager- und fugenlose Betonbrücken mit Straßenquerschnitt RQ 10,5 und einer Gesamtlänge bis 75 m zu erstellen. Durch den Wegfall von Lagern und Übergangskonstruktionen sollen vor allem Kosten für Wartung und Unterhaltung verringert werden. Weiterhin wird die Einsparung von Massen im Widerlagerbereich angestrebt. Wesentliche Vorgaben für den Entwurf und die Ausschreibung von lager- und fugenlosen Brücken bis 75 m Gesamtlänge sollen in praxisgerechter Form zusammengefasst werden.

Der vorliegende Bericht fasst die Entwurfsgrundlagen zusammen und zeigt die Anwendungsgrenzen für unterschiedliche Ausbildungen des Übergangs zwischen Bauwerk und Hinterfüllung auf. Hinweise zur Beurteilung und erforderlichenfalls Begrenzung des Einflusses von Zwangbeanspruchungen werden ebenfalls gegeben. Die Vorgehensweise bei der statischen Berechnung integraler Bauwerke wird in Anlage 1 anhand eines Musterbeispiels anschaulich erläutert.

## 2 Grundlagen

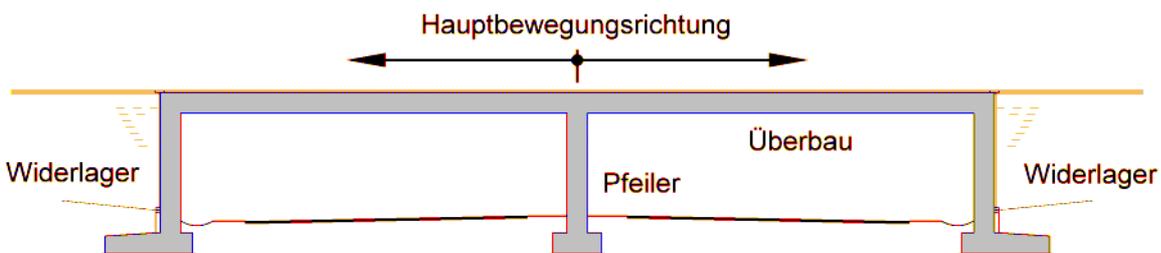
### 2.1 Begriffe

Fugenlose Bauwerke haben als robuste und dauerhafte Konstruktionen nicht nur durch die Einsparung von Lagern und Fugen Vorteile. Die Vermeidung der Trennung in einzelne Bauteile kann zu werkstoffgerechten und ästhetisch befriedigenden Betontragwerken führen. Während im Hochbau die monolithische Bauweise der Regelfall ist und Fugen in erster Linie aus produktionstechnischen Gründen im Fertigteilbau vorgesehen werden, wird die fugenlose Bauweise im Brückenbau noch selten angewendet. Obwohl von der Anfangszeit des Betonbrückenbaus bis in die 40er Jahre des 20. Jahrhunderts zahlreiche Betontragwerke in Deutschland ohne Fugen erfolgreich ausgeführt wurden, ist die Trennung von Überbau und Unterbauten heute die Regel. Daher werden Querträger, Lagersockel und Auflagerbänke verwendet, um die Kräfte in den Lagern zu konzentrieren. Die Längenänderungen des Überbaus infolge Temperaturschwankung sollen zwängungsfrei auftreten können (Bild 1).



**Bild 1** Herkömmliche Brücke mit Lagern und Dehnfugen

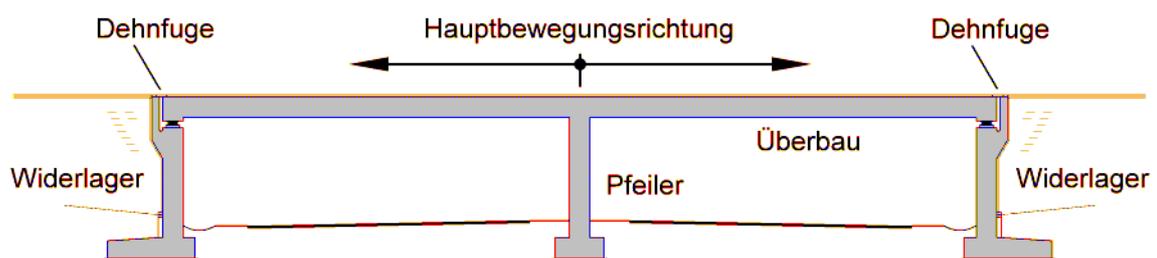
Die statische Notwendigkeit der Trennung von Überbauten und Unterbauten wird meist nicht gesondert überprüft. Tatsächlich kann aber bei einer großen Zahl von Betonbrücken auf die Anordnung von Fugen und Lagern verzichtet werden, wenn bei Entwurf und Berechnung die Besonderheiten der Bauweise beachtet werden. Die Verschiebungen und Verdrehungen infolge Temperaturschwankung wirken dann auf Baugrund und Hinterfüllung, in welche die Brücke eingebettet wird. Man spricht daher auch von integraler Brücke (Bild 2).



**Bild 2** Integrale Brücke vollständig ohne Lager und Dehnfugen

Allgemeine Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und die konstruktive Durchbildung von lager- und fugenlosen Brücken haben *Schlaich* et al. zusammengestellt [2], [6]. Als „lagerlose“ Verbindungen von Bauteilen sind dort solche definiert, bei denen auf vorgefertigte Lager gänzlich verzichtet wird. Eine „fugenlose“ Verbindung kommt ohne einen durchgehenden Spalt zwischen den Bauteilen aus. Bei beiden vorgenannten Verbindungen müssen Relativverschiebungen zwischen den verbundenen Bauteilen ausgeschlossen werden. Werden zwei Betonbauteile lager- und fugenlos verbunden, so wird die Verbindung auch als „monolithisch“ bezeichnet.

Betrachtet man das gesamte Bauwerk, so definieren *Schlaich* et al. den Begriff „lager- und fugenlos“ mit der Einschränkung, dass an den Widerlagern Fugen und vorgefertigte Lager vorgesehen werden können. Lediglich Überbau und Mittelstützungen einschließlich zugehöriger Gründungen müssen nach der Definition von *Schlaich* et al. monolithisch verbunden sein (Bild 3). Allgemein werden solche Bauwerke auch als semi-integrale Brücken bezeichnet.



**Bild 3** Beispiel einer lager- und fugenlosen Brücke nach *Schlaich* et al. mit Lagern und Dehnfugen an den Widerlagern und monolithisch verbundenen Mittelstützungen

Brücken mit geringer oder mittlerer Länge kommen ohne oder mit nur wenigen Mittelstützungen aus. Die Ausbildung von lager- und fugenlosen Verbindungen an den Widerlagern ist deshalb von besonderem Interesse. Im folgenden sollen daher diese als integrale Brücken bezeichneten Bauwerke betrachtet werden, die völlig ohne Fugen und Lager auskommen (vgl. Bild 2).

## 2.2 Vorteile und Besonderheiten integraler Brücken

Der wichtigste Vorteil integraler Konstruktionen ist die vollständige Einsparung von Lagern und Übergangskonstruktionen. Diese Bauteile sind besonders schadensanfällig und aufwendig im Unterhalt. So betragen die Aufwendungen für die Erhaltung von Lagern und Fugen etwa 10 % der gesamten Unterhaltskosten eines Bauwerks, obwohl die Herstellkosten nur mit ca.

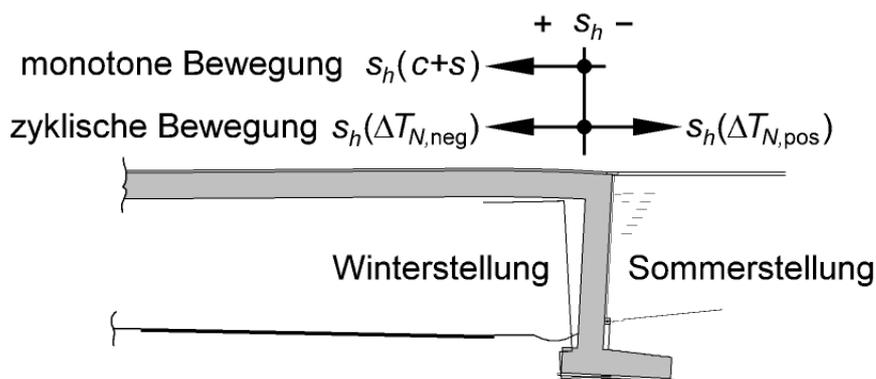
3 % anzusetzen sind [4]. Weiterhin sind Schäden an Dehnfugen und Lagern auch die Ursache für Schäden an der Konstruktion, z. B. infolge Taumittelangriff bei undicht gewordenen Übergangskonstruktionen. Bei einer monolithischen Verbindung zwischen Überbau und Unterbauten sind weiterhin durch die günstigere Werkstoffausnutzung kleinere Querschnittsabmessungen und größere Schlankheiten möglich. Man erhält optisch ansprechendere Tragwerke bei gleichzeitiger Materialreduzierung. Die Robustheit des Tragwerks wird ebenfalls verbessert, da aufgrund der Rahmenwirkung Tragreserven durch mögliche Schnittgrößenumlagerung vorhanden sind. Zusammenfassend können also folgende Vorteile aufgeführt werden:

- Verminderung der Herstellkosten
- Verminderung der Instandhaltungskosten
- Vereinfachter und schnellerer Bauablauf durch den Wegfall von Lagern und Dehnfugen mit ihren geringen Toleranzen und ihrer Einbauabfolge
- Höherer Fahrkomfort durch Vermeidung der Übergangskonstruktionen
- Dauerhafte und wartungsunabhängige Vermeidung von direktem Taumittelzutritt zu Konstruktionsteilen unterhalb der Fahrbahn
- Die aussteifende Wirkung der Hinterfüllbereiche kann zum Abtrag planmäßiger Horizontallasten z. B. aus Wind und Bremsen herangezogen werden und verringert daher die Momente aus veränderlichen Einwirkungen auf die Gründungen. So können z. B. Pfähle eingespart werden.
- Verringerung der Gefahr von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellung
- Ausgleich abhebender Kräfte aus dem Überbau durch das Eigengewicht der Widerlager
- Kürzere Endfelder erlauben bei 3-feldrigen Überbauten eine größere Mittelöffnung
- Größere Traglastreserven durch Umlagerungsmöglichkeiten für die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Neben den genannten Vorteilen weisen integrale Brückenbauwerke aus Beton eine Reihe wesentlicher Besonderheiten auf, die bei Bemessung und Ausführung zu berücksichtigen sind. Infolge der behinderten Verformung entstehen unter Temperaturbeanspruchung oder ungleichmäßiger Stützensenkung Zwangbeanspruchungen, die das Verhalten des Gesamttragwerks insbesondere im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) beeinflussen. Bei vorgespannten Tragwerken ist zu beachten, dass ein Teil der Vorspannkraft nicht im Überbau wirksam wird, sondern über die Unterbauten direkt in den Baugrund abfließt.

Die Größe der auftretenden Zwangsbeanspruchungen hängt deutlich von der Bauwerksgeometrie, den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Überbau und Unterbauten sowie von der Steifigkeit des Baugrundes ab. Bei monolithischer Verbindung zwischen Überbau und Widerlagern ist die wirklichkeitsnahe Modellierung der Bauwerks- und Baugrundsteifigkeiten von entscheidender Bedeutung, um mit dem Rechenmodell die tatsächlichen Beanspruchungen erfassen zu können. Bei der Abbildung des Baugrundes liegt der Ansatz „ungünstiger“ Bodenkennwerte – wie sie vom Bodengutachter üblicherweise angegeben werden – nicht auf der sicheren Seite. Wird die Baugrundsteifigkeit zu niedrig angesetzt, so werden die Zwangsschnittgrößen infolge Temperatureinwirkung und Vorspannung unterschätzt. Bei integralen Brücken ist es deshalb i. d. R. notwendig, getrennte Berechnungen der auftretenden Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung von oberen und unteren Grenzen für die Bodenkennwerte durchzuführen.

Weiterhin erfahren integrale Brücken trotz der Zwangswirkung etwa die gleichen Längenänderungen infolge Temperaturschwankung wie herkömmliche Brücken mit Lagern und Dehnfugen. Die Wege werden jedoch nicht mehr in einer Dehnfuge zwischen Überbau und Widerlager ausgeglichen, sondern sie werden an die Hinterfüllung der Widerlager weitergegeben. Abhängig von der jeweiligen Temperaturänderung erfährt die Widerlagerhinterfüllung sowohl negative als auch positive Wandverschiebungen, deren Extremwerte einem Jahreszyklus unterliegen (Bild 4).



**Bild 4** Zyklische und monotone Wandverschiebungen  $s_h$  bei integralen Brücken

Der unmittelbar nach Herstellung vorhandene Erdruchdruck wird mit den ersten positiven Wandverschiebungen etwa auf aktiven Erddruck abgebaut. Bei negativen Wandverschiebungen werden dagegen insbesondere in den oberen Bodenschichten Teile des passiven Erddruckes mobilisiert. Durch die zyklische Wiederholung der Bewegung infolge Temperaturschwankung wird eine fortschreitende Verdichtung der Hinterfüllung ausgelöst, wie sie von Schleusenwänden bekannt ist [8], [9]. Neben einer Erhöhung des Erddrucks in

den unteren Schichten hat diese Verdichtung Setzungen im Hinterfüllbereich zur Folge. Weitere Setzungen werden durch die monotone positive Wandbewegung aus Kriechen und Schwinden verursacht. Sofern die Setzungen eine für den Fahrkomfort kritische Größenordnung erreichen können, müssen Gegenmaßnahmen z. B. durch die Anordnung einer Schleppplatte vorgesehen werden.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) werden die aus Zwang entstehenden Schnittgrößen in Betonbauteilen wegen des Steifigkeitsabfalls infolge Rissbildung deutlich vermindert. Bislang durften die Zwangsschnittkräfte deshalb nach DIN 1075, Abschnitt 7.1.2 bei monolithischen Straßenbrücken bis 20 m Länge vernachlässigt werden. Das neue Bemessungskonzept der DIN-Fachberichte lässt diese Vereinfachung nicht mehr zu. Der Abbau der Zwangsschnittkräfte darf gemäß ARS 11/2003 durch die pauschale Abminderung der Steifigkeit auf 60 % des Zustandes I berücksichtigt werden. Auch für eine genauere Berechnung, bei welcher der Steifigkeitsabfall mit Hilfe nichtlinearer Verfahren ermittelt wird, müssen mindestens 40 % der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.

Durch eine geeignete Querschnittswahl in den einzelnen Bauteilen ist es möglich, die entstehenden Zwangbeanspruchungen in gewissen Grenzen zu steuern.

## **2.3 Normen**

Die Berechnung und Bemessung der Bauwerke ist auf der Grundlage der seit 01.05.2003 gültigen DIN-Fachberichte durchzuführen.

DIN-Fachbericht 100: Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2. DIN (Hrsg.), Beuth, Berlin, 1. Auflage 2001  
ARS 9/2003

DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. DIN (Hrsg.), Beuth, Berlin, 2. Aufl. 2003  
ARS 10/2003

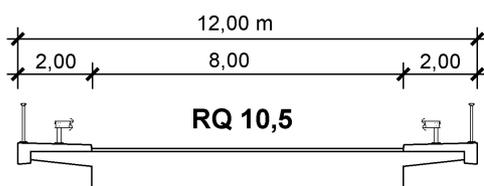
DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. DIN (Hrsg.), Beuth, Berlin, 2. Auflage 2003  
ARS 11/2003

Für die Einbindung ergänzender Regelungen sowie besonderer technischer Vertragsbedingungen gelten die jeweils aktuellen Festlegungen des BMVBW.

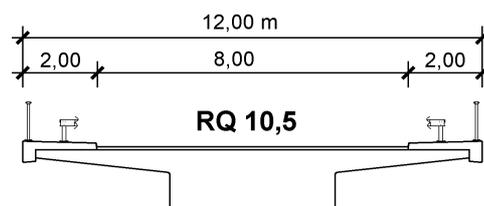
### 3 Bauwerke

#### 3.1 Verkehrswege und Querschnitte

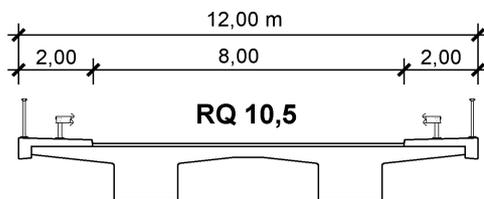
Den nachfolgenden Untersuchungen liegen Bauwerke mit Querschnitt RQ 10,5 auf Brücken gemäß RAS-Q und einem Kreuzungswinkel zwischen  $60^{\text{gon}}$  und  $100^{\text{gon}}$  zu Grunde, wie sie in der Praxis häufig vorkommen. Die Brückenbauwerke sind zu bemessen für zivile Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 sowie für militärische Lasten der MLC 50/50–100 nach STANAG 2021. Für den Überbau sollen abhängig von der Spannweite alle üblichen Betonbrückenquerschnitte möglich sein. In den Bildern 5 bis 8 sind die Grundtypen ohne Darstellung von Querneigung und Entwässerung skizziert. Bei Aufnahme eines öffentlichen Geh- bzw. Radweges wird die betroffene Kappe gemäß RAS-Q um 1,75 m verbreitert. Abweichende Formgebungen der Untersichten sind aus gestalterischen Gründen möglich.



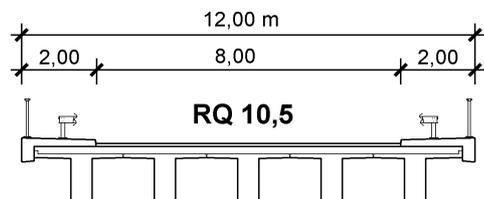
**Bild 5** Vollplatte



**Bild 6** Einstegiger Plattenbalken



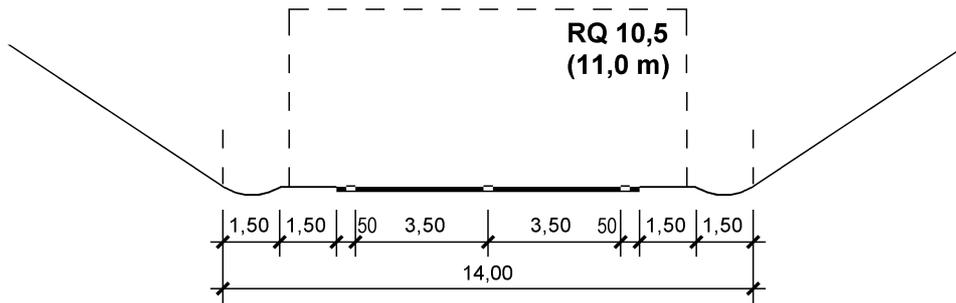
**Bild 7** Zweistegiger Plattenbalken



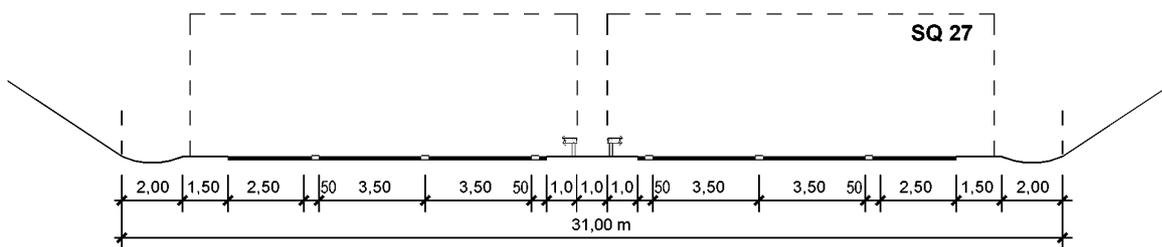
**Bild 8** Fertigteile mit Ortbetoneergänzung

Die Brücken kreuzen Verkehrswege mit den Querschnitten RQ 10,5, SQ 27 oder RQ 29,5. Die zugehörigen Mulden sollen im Bauwerksbereich durchgeführt werden. Für den RQ 10,5 wird von einer Schwerverkehrsbelastung über 900 Fz/24 h ausgegangen, so dass hier nur der verstärkte Querschnitt mit 0,50 m breiten Randstreifen untersucht wird. Die Geometrie der untenliegenden Verkehrswege ist in den Bildern 9 bis 11 ohne Angabe der Querneigung skizziert. Das Lichtraumprofil hat jeweils eine Höhe von 4,70 m.

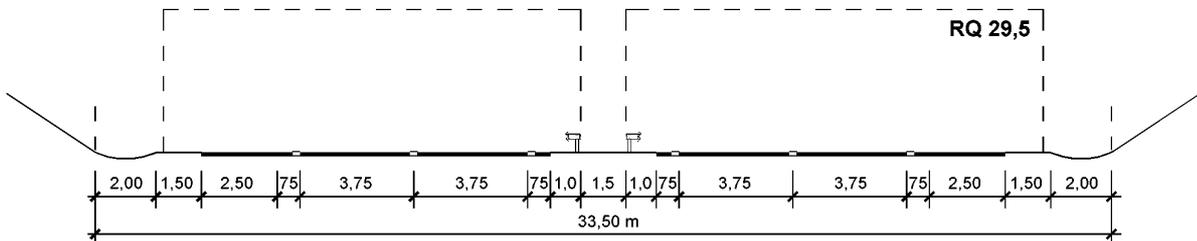
Die nachfolgenden Hinweise zu Entwurf, Berechnung und Ausführung integraler Bauwerke gelten auch für andere Querschnitte und Überbauformen. Sie können für Stahlbeton und Spannbeton wie auch für Verbundbauwerke angewendet werden.



**Bild 9** Zu kreuzender Querschnitt RQ 10,5 mit 11,0 m Kronenbreite



**Bild 10** Zu kreuzender Querschnitt SQ 27



**Bild 11** Zu kreuzender Querschnitt RQ 29,5

### 3.2 Expositionsclassen, Baustoffe und Anforderungsklassen

Die Mindestanforderungen an die Baustoffe ergeben sich aus den Expositionsclassen gemäß DIN-Fachbericht 100. Die zugehörigen Grundwerte für die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Festbetons sind im allgemeinen DIN-Fachbericht 100, Anhang F zu entnehmen. Die ergänzenden Festlegungen in ZTV-ING Teil 3 Abschnitt 1 und DIN-Fachbericht 102, II-3.1.4 sind zu beachten. Fertigteile mit Vorspannung im sofortigen Verbund sollten darüber hinaus mindestens in Beton der Festigkeitsklasse C 45/55 ausgeführt werden (vgl. Bild 8). Für Gründungen, die chemischen Angriffen ausgesetzt sind, ist ggf. zusätzlich die Einstufung in eine Expositionsclassenklasse XA erforderlich. Für die Widerlager und

Pfeiler wird mit Expositionsklasse XD2 die Lage im Spritzwasserbereich der unterführten Straßen gem. Bild 9 bis 11 unterstellt. Tabelle 1 stellt typische Expositionsklassen sowie die zugehörigen Anforderungen an die Baustoffe und an die Nachweise im Gebrauchszustand zusammen (vgl. ARS 11/2003).

**Tabelle 1** Expositionsklassen, Baustoffangaben und Anforderungsklassen für Bauteile integraler Brücken

Bauteil	Expositions- klasse(n)	Beton	Betonstahl (hochduktil)	Vorspannung	Anforde- rungskl.
Überbau					
- Stahlbeton	XC4, XD1, XF2	C 30/37	BSt 500 S	–	D
- Spannbeton		C 35/45	BSt 500 S	nur längs <sup>1)</sup>	C
- Fertigteile		C 45/55	BSt 500 S	nur längs <sup>1)</sup>	C
Kappen	XC4, XD3, XF4	C 25/30 <sup>2)</sup>	BSt 500 S	–	D
Lagersockel	XC4, XD1, XF2	C 30/37	BSt 500 S		
Widerlager	XC4, XD2, XF2	C 30/37	BSt 500 S		
Pfeiler	XC4, XD2, XF2	C 30/37	BSt 500 S		
Fundamente	XC2, XF1	C 30/37	BSt 500 S		
Pfahlkopfplatte	XC2, XF1	C 30/37	BSt 500 S		
Bohrpfähle	XC2	C 20/25 <sup>3)</sup>	BSt 500 S		
Sauberkeits- schicht.	X 0	C 12/15	–		

<sup>1)</sup> bauaufsichtlich zugelassener Spannstahl der niedrigsten Relaxationsklasse

<sup>2)</sup> Mindestluftporengehalt nach DIN-Fachbericht 100, Tabelle F.2.2, Fußnote f und ZTV-ING Teil 3 Abschnitt 1 beachten

<sup>3)</sup> Bei mäßig angreifendem Grundwasser gem. Expositionsklasse XA 2 ist mindestens Beton C 30/37 zu verwenden

Die zutreffende Einstufungen der Bauteile in die jeweiligen Expositionsklassen ist für jeden Einzelfall zu prüfen.

### 3.3 Bauwerksdaten

Für den Nachweis der Sicherheit gegenüber Ermüdung wird eine Nutzungsdauer von 100 Jahren zugrunde gelegt. Weitere Angaben zur Beschreibung des Verkehrs sind von der vorgesehenen Nutzung abhängig und müssen daher für jedes Projekt im Einzelfall durch die

zuständige Behörde gemäß ARS 11/2003 festgelegt werden. Im allgemeinen können die in Tabelle 2 angegebenen Werte angenommen werden.

**Tabelle 2** Bauwerksdaten

Bauart	Spannbeton / Stahlbeton		
Ziviler Straßenverkehr	nach DIN-Fachbericht 101		
Angaben zur Ermüdung		$Q_{ik}$	$N_{obs,i}$
	Fahrstreifen 1	480 kN	<sup>1)</sup>
	Fahrstreifen 2	480 kN	<sup>1)</sup>
	Verkehrsart	<sup>1)</sup>	
	Nutzungsdauer	$N_{years} = 100$	
Militärische Verkehrslasten	MLC 50/50–100 nach STANAG 2021		
Einzelstützweiten	bis max. 35 m		
Gesamtlänge zw. d. Endauflagern	von 14 bis max. 75 m		
Kleinste lichte Höhe	$\geq 4,70$ m		
Kreuzungswinkel	$60^{\text{gon}}$ bis $100^{\text{gon}}$		
Querschnitt	RQ 10,5		
Breite zwischen den Geländern	11,50 m		
Brückenfläche	zwischen $172 \text{ m}^2$ und $874 \text{ m}^2$		

<sup>1)</sup> Festlegung nach ARS 11/2003, Anlage

### 3.4 Boden-Bauwerk-Interaktion

#### 3.4.1 Grundlagen

Bei integralen Brücken kann der Überbau nicht unabhängig von den Unterbauten und ihrer Gründung betrachtet werden, da auftretende Bauwerksverformungen vom Baugrund behindert werden. Die Steifigkeiten von Unterbauten und Baugrund haben in diesem Fall maßgebenden Einfluss auf die Bemessung des Bauwerks. Grundsätzlich ist deshalb der Baugrund mit realitätsnahen Eigenschaften bei der statischen Berechnung zu berücksichtigen. Eine Parameterstudie zum Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse bei einer integralen Zweifeldbrücke ist in Anlage 2 zu finden (vgl. [4].)

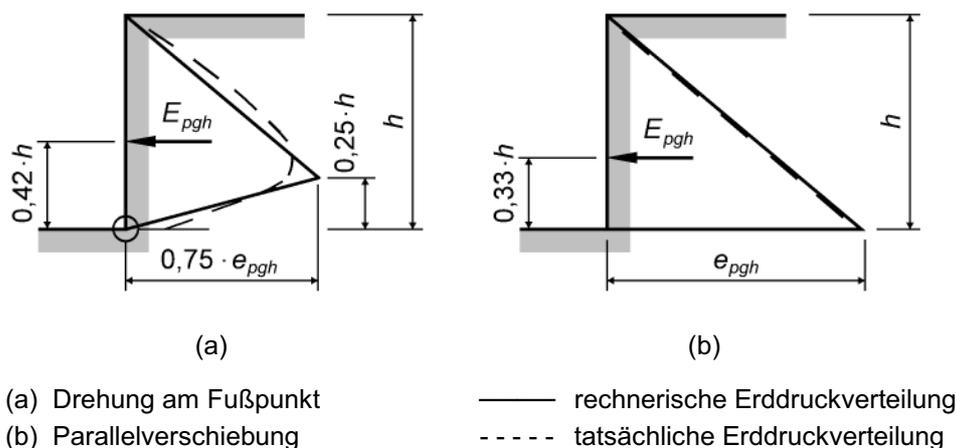
Die Anforderungen an den Baugrund sind dabei zunächst gegensätzlich. Wie bei herkömmlichen Brücken soll die Gründung setzungsarm, also steif ausgebildet werden. Zur Beherrschung der Zwangsschnittgrößen im Bauwerk ist jedoch eine gewisse Nachgiebigkeit von Gründung, Hinterfüllung und Unterbauten erforderlich. Wegen dieser beiden konkurrierenden Anforderungen ist beim Entwurf von integralen Brücken eine Optimierungsaufgabe zu lösen.

Für allgemeine Entwurfshilfen können keine konkreten Baugrundkennwerte zugrunde gelegt werden. Daher werden im Folgenden realistische Annahmen für die benötigten Bodenkennwerte getroffen (Tabelle 3). Als Grundlage hierfür dienen ausgeführte Bauwerke mit Flach- und Tiefgründung bei typischen Bauwerksabmessungen. Die Hinterfüllung der Widerlager wird entsprechend der Richtzeichnung WAS 7 ausgebildet. Die zu erwartende Gesamtsetzung der Gründung sollte ca. 2 – 3 cm nicht überschreiten, wobei ein Teil bereits während der Bauzeit eintritt. Die Baugrundannahmen gemäß Tabelle 3 sind im Einzelfall zu überprüfen.

**Tabelle 3** Baugrundannahmen nach DIN 1054 (2003-01)

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$\delta_a$ [°]	$\tan \delta_{s,k}$ [-]	$E_a, E_o, E_p$ [-]	$\sigma_{zul}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fundamente	20	35	–	0,58	$k_{s,max}$ $k_{s,min}$	1)	0
Hinterfüllung nach Was 7	19	35	0	0 -0,43	$E_{mob}(s_h)$ $k_h(s_h)$	–	0

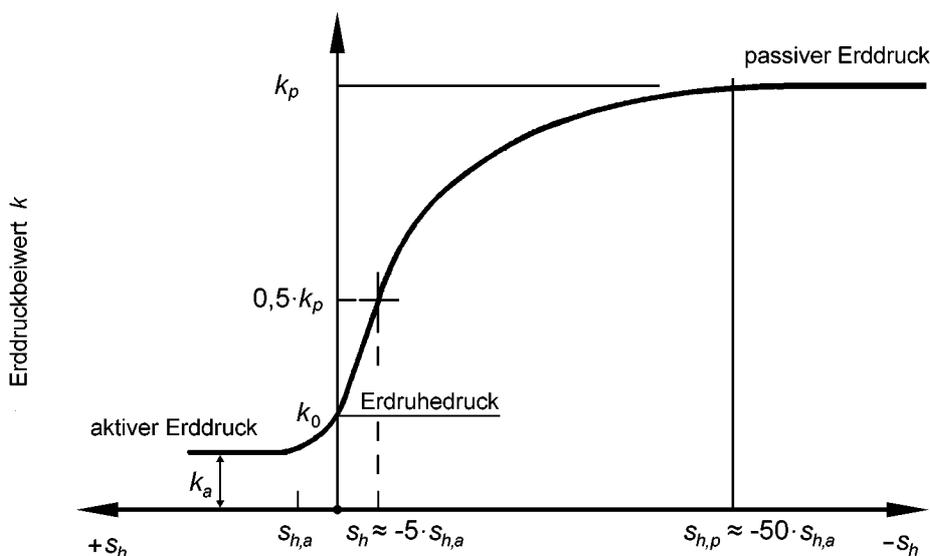
1) Festlegung im Einzelfall durch den Bodengutachter erforderlich



**Bild 12** Passiver Erddruck aus Bodeneigenlast bei verschiedenen negativen Wandbewegungen [DIN 4085, Beiblatt 1, Auszug Bild 4]

Bei der Ermittlung des Erddruckes muss zunächst die Verformung der Widerlager berücksichtigt werden (Bild 4). Bei integralen Brücken, deren Widerlager monolithisch mit dem Überbau verbunden sind, kann der maximal mögliche Erddruck aufgrund der Überbauverformung nicht mehr auf den Erdruchedruck  $E_0$  begrenzt werden. Vielmehr werden, wie oben beschrieben, Teile des passiven Erddrucks mobilisiert. In DIN 4085 sind nur für den Grenzfall der vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks Spannungsverteilungen angegeben (Bild 12).

Die Größe des geweckten Erdwiderstandes hängt von der aufgezwungen, horizontalen Widerlagerverschiebung  $s_h$  ab. Für hohe Widerlager kann i. d. R. eine Fußpunktverdrehung angenommen werden. Die Größe des Erddrucks kann dabei entsprechend dem Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke [3] abgeschätzt werden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte dabei der Wendepunkt im Erddruckbeiwert-Weg-Diagramm (Bild 13) nicht überschritten werden. Dies wird erreicht, wenn die maximale Kopfverschiebung der Widerlagerwand erdseitig den Betrag von  $5 \cdot s_{h,a}$  bzw. 1 % der Wandhöhe  $h$  nicht überschreitet.



$$s_{h,a} = 0,0020 \cdot h \text{ (Fußpunktverdrehung)}$$

$$s_{h,a} = 0,0005 \cdot h \text{ (Kopfverdrehung und Parallelverschiebung)}$$

**Bild 13** Erddruckbeiwert-Weg-Diagramm nach [3]

Bei Brücken bis 75 m Gesamtlänge, bei denen eine Verschiebung dammseitig im Wesentlichen durch die Schwankung des positiven, konstanten Temperaturanteils  $\Delta T_{N,pos}$  nach FB 101, V-6.3.1.3.3 verursacht wird, bleibt die Kopfverschiebung für übliche Widerlagerhöhen deutlich unter dem Grenzwert von  $5 \cdot s_{h,a}$ . Für die Vordimensionierung integraler Bauwerke liegt deshalb die Abschätzung der Bewegungsbehinderung durch den halben

passiven Erddruck i. d. R. auf der sicheren Seite. Der zugehörige maximal erreichte Erddruckbeiwert liegt bei  $k_{max} = 0,5 \cdot k_{pgh}$ .

Die ausgeprägte Abhängigkeit des Erddrucks vom Verschiebeweg nach Bild 13 zeigt, dass eine lineare Berechnung von Zwischenwerten des Erddrucks grob vereinfachend ist. Zudem muss die Verdichtung der Hinterfüllung durch die zyklische Widerlagerbewegung berücksichtigt werden [3], [8], [9]. Als Ergebnis der Auswertung von großmaßstäblichen Modellversuchen hat *Vogt* [8] eine empirische Beziehung aufgestellt, welche die Abhängigkeit zwischen einem mobilisierten Erddruckbeiwert  $K_{mob}$  und den Verschiebungen  $s_h(z)$  für jede Stelle einer Wand mit der Tiefe  $z$  beschreibt [3].

Für die aktive Mobilisierung gilt ausgehend vom Erdruhedruck:

$$K_{a,mob}(z) = K_0 - (K_0 - K_{ah}) \cdot \frac{s_h/z}{b + s_h/z} \quad (1)$$

Für die passive Mobilisierung gilt entsprechend:

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_h/z}{a + s_h/z} \quad (2)$$

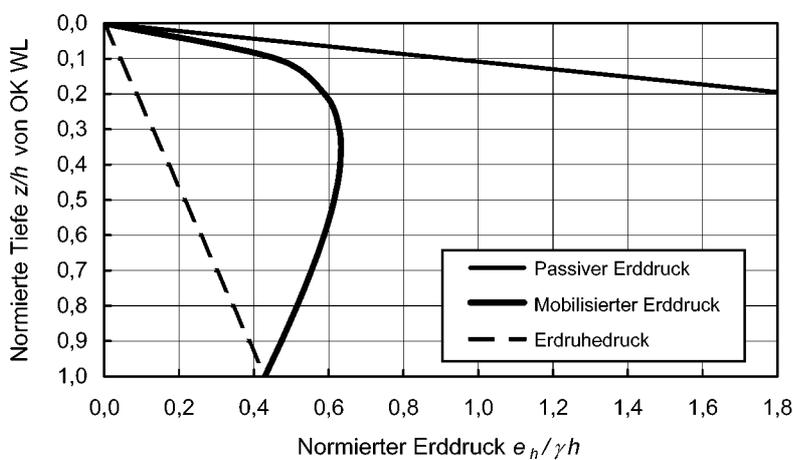
Nach [3] liegt der Parameter  $a$  der passiven Mobilisierung für dichten bis lockeren Sand zwischen  $0,01 \leq a \leq 0,1$ . Für den Hinterfüllbereich ist demnach  $a = 0,01$  anzusetzen. Der Beiwert  $b$  liegt bei  $b = a/10$  [3]. Für die näherungsweise unbehinderte Verschiebung des Überbaus aus der Temperaturschwankung  $\Delta T_{N,pos}$  kann die Verteilung des mobilisierten passiven Erddrucks über die Wandhöhe nach Gl. (3) berechnet werden. Die Wandverschiebung  $s_h$  hängt dabei von der Tiefe  $z$  ab. Für eine kohäsionslose Hinterfüllung mit einem inneren Reibungswinkel von  $\varphi' = 35^\circ$  ergeben sich die Grenzwerte des Erddrucks nach Tabelle 4. Wegen der hohen Druckspannungen bei negativen Wandverschiebungen sollte für die passive Mobilisierung ein Wandreibungswinkel  $\delta_a = 2/3 \cdot \varphi'$  angenommen werden. Sofern der mobilisierte Erddruck ungünstig wirkt, darf er auch für  $\varphi' = 35^\circ$  unter Annahme einer ebenen Gleitfläche nach *Culmann* berechnet werden.

$$e_{ph,mob}(z) = K_{ph,mob}(s_h/z) \cdot \gamma \cdot z \quad (3)$$

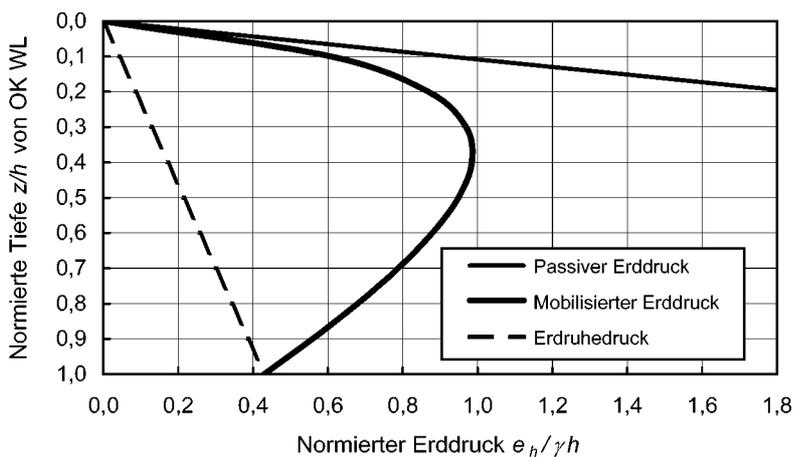
Normiert man die Erddruckverteilung  $e_{ph,mob}(z)$  auf die Wandhöhe  $h$  des Widerlagers, so kann die Verteilung der Erddruckbeiwerte  $K_{ph,mob}$  über die Wandhöhe in Abhängigkeit von der Wandkopfvverschiebung anschaulich dargestellt werden. Die Bilder 14 bis 16 zeigen solche Verteilungen für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt mit den Beiwerten aus Tabelle 4.

**Tabelle 4** Grenzwerte des Erddruckbeiwertes für drainierte Hinterfüllung mit  $\varphi' = 35^\circ$

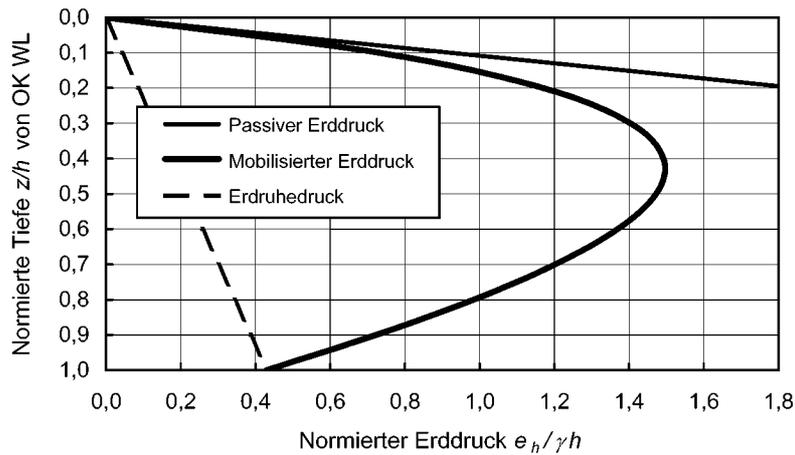
$\varphi' = 35^\circ$		$\delta_a$ [ ° ]	$\tan \delta_{s,k}$ [ - ]	$K$ [ - ]	Gleitfläche
Aktiver Erddruck	$K_a$	0	0	0,27	eben nach <i>Culmann</i>
Erdruhedruck	$K_0$	0	0	0,43	eben nach <i>Culmann</i>
Passiver Erddruck	$K_{ph}$	$-2/3 \cdot \varphi'$	-0,43	7,59	gekrümmt nach <i>Caquot / Kérisel</i>
				9,15	eben nach <i>Blum</i>
				9,23	eben nach <i>Culmann</i>



**Bild 14** Verteilung des normierten Erddrucks  $e_h / \gamma h = K_{ph,mob} \cdot z/h$  über die Wandhöhe für eine relative Kopfverschiebung von  $s_h/h = 0,001$



**Bild 15** Verteilung des normierten Erddrucks  $e_h / \gamma h = K_{ph,mob} \cdot z/h$  über die Wandhöhe für eine relative Kopfverschiebung von  $s_h/h = 0,002$



**Bild 16** Verteilung des normierten Erddrucks  $e_h / \gamma h = K_{ph,mob} \cdot z/h$  über die Wandhöhe für eine relative Kopfverschiebung von  $s_h/h = 0,004$

Aus der Verteilung des mobilisierten Erddrucks über die Höhe kann auch die horizontale Bettung  $k_h$  ermittelt werden (Gl. (4)).

$$k_h = \frac{e_{ph,mob}(z)}{s_h(z)} \quad (4)$$

Insgesamt kann die horizontale Bettung also in folgenden Schritten ermittelt werden:

- Ermittlung der Verschiebewege  $s_h$  aus der positiven Temperaturschwankung  $\Delta T_{N,pos}$  der Überbauenden (siehe auch Abschnitt 5.1)
- Kontrolle des mobilisierten Erddrucks aus dem Verhältnis  $s_h/z$  nach Bild 13
- Abschätzung der Widerlagerverformung  $s_h(z)$  in der Sommerstellung
- Ermittlung der Beiwerte  $K_{ph,mob}$  nach Gl. (2) über die Wandhöhe
- Ermittlung des wirksamen Erddrucks für die Sommerstellung Gl. (3)
- Ermittlung der horizontalen Bettung nach Gl. (4)

Bei der Berechnung ist zu beachten, dass die horizontale Bettung in der Winterstellung keine Zugkräfte bekommt. Wenn die Bettung im statischen System abgebildet wird, sollte der aktive Erddruck als Mindestwert über eine Fließbedingung der Bettung in die Berechnung eingeführt werden (vgl. Bild 13).

### 3.4.2 Hinterfüllung bei symmetrischen Tragwerken

Bei symmetrischen Verhältnissen kann vereinfachend eine Berechnung ohne horizontale Bettung durchgeführt werden. Dort ist die Lage des Verschiebungsruepunktes bekannt und die Verschiebung der Widerlagerwände kann direkt ermittelt werden. Der Erdruehdruck  $E_0$  aus der Hinterfüllung kann als Ausgangswert mit den ständigen Einwirkungen kombiniert werden. Der mit den Temperaturlastfällen mobilisierte Erddruck  $E_{ah,mob}$  bzw.  $E_{ph,mob}$  kann dann gleichzeitig mit den zugehörigen Temperatureinwirkungen angesetzt werden. Zusammen mit  $\Delta T_{N,pos}$  wirkt also  $(E_{ph,mob} - E_0)$ , während  $\Delta T_{N,neg}$  mit  $(E_{ah,mob} - E_0)$  überlagert wird. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist bei dieser vereinfachten Betrachtung der Sicherheitsbeiwert für den Erddruck gemäß DIN-Fachbericht 101, Anhang IV-C, Tabelle C.1 mit den Grenzen  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  und  $\gamma_{G,sup} = 1,5$  anzusetzen.

### 3.4.3 Hinterfüllung bei unsymmetrischen Tragwerken

Bei unsymmetrischen Tragwerken hat die Steifigkeit des Tragwerks, der Gründung und der Hinterfüllungen Einfluss auf die Lage des Verschiebungsruepunktes. Die Verformungen der Widerlager bei Erwärmung  $\Delta T_{N,pos}$  des Überbaus können deshalb nur im Rahmen einer genauen Berechnung mit horizontaler Bettung ermittelt werden. Liegen die Verschiebungen und damit auch der Verschiebungsruepunkt fest, so können die Bettungsreaktionen zum Temperaturlastfall  $\Delta T_{N,pos}$  wieder direkt ermittelt werden. Werden diese Erddruckkräfte als äußere Lasten zusammen mit den zugehörigen Temperaturlastfällen erfasst, so kann für die weitere Berechnung des Gesamtsystems auf die Berücksichtigung der Bettung verzichtet werden.

Bei einer Abkühlung des Überbaus kann i. d. R. auch bei unsymmetrischen Bauwerken der aktive Erddruck als Untergrenze für die Reaktion der Hinterfüllung angesetzt werden. Die dafür erforderliche Verschiebung der Widerlager sollte zumindest überschlägig kontrolliert werden.

Besondere Festlegungen sind ebenfalls erforderlich, wenn maßgebende Teile der Hinterfüllung während der Nutzungsdauer zeitweise entfernt werden sollen, z. B. zur Verlegung von Leitungen in größerer Tiefe.

#### 3.4.4 Gründung

Die Nachgiebigkeit der Gründungssohle ist in der Berechnung realitätsnah abzubilden. Ausgehend von den unter ständigen Einwirkungen vorhandenen Spannungen ist die Setzung für ein gegebenes Fundament in Abhängigkeit vom Steifemodul  $E_s$  des Untergrundes zu ermitteln. Neben den vertikalen Verschiebungen sind insbesondere die Verdrehungen der Gründung zu erfassen.

Der Steifemodul  $E_s$  des Baugrundes kann sehr stark streuen. Da die Zwangsschnittgrößen maßgeblich vom Widerstand der Gründungssohle gegen Verdrehen oder von der horizontalen Bettung einer Tiefgründung abhängen, ist bei integralen Bauwerken i. d. R. mit einer oberen und einer unteren Grenze für den Steifemodul  $E_s$  zu rechnen. Sofern die Gründungsverhältnisse im Bauwerksbereich weitgehend einheitlich sind, kann für das gesamte Bauwerk einheitlich mit der oberen oder unteren Grenze der Verformungsfähigkeit des Baugrundes gerechnet werden.

## 4 Einwirkungen

### 4.1 Ständige Einwirkungen

Im Allgemeinen dürfen alle ständigen Einwirkungen zu einer Einwirkung zusammengefasst werden. Bei Nachweisen bezüglich des Verlustes des statischen Gleichgewichtes im Sinne der Lagesicherheit (insbesondere Kippen) sollten die günstigen und ungünstigen Anteile der ständigen Einwirkungen als Einzeleinwirkungen betrachtet werden. Dabei sollten die ungünstigen Anteile mit  $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,05$  und die günstigen Anteile mit  $\gamma_{G,\text{inf}} = 0,95$  angesetzt werden (siehe auch FB 101, IV-C.2.3).

### 4.2 Baugrundbewegungen

In den DIN-Fachberichten wird zwischen möglichen und wahrscheinlichen Baugrundbewegungen unterschieden. Als mögliche Baugrundbewegungen gelten die Grenzwerte der Verschiebungen und/oder Verdrehungen, die eine Stützung im Rahmen der Unsicherheiten, die mit der Vorhersage von Baugrundbewegungen verbunden sind, erleiden kann. Als wahrscheinliche Baugrundbewegungen gelten Verschiebungen und/oder Verdrehungen, die eine Stützung unter dem Einfluß der dauernd wirkenden Lasten bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen voraussichtlich erleiden wird. Beide Werte sind dem Bodengutachten zu entnehmen.

Die Nachgiebigkeit der Gründung ist ausgehend von den wahrscheinlichen Baugrundbewegungen realitätsnah im statischen System abzubilden. Dies kann i. d. R. vereinfachend über eine linear-elastische Bettung  $k_s$  der Gründungssohle erfolgen. Wegen der Streuung der Bodenkenngrößen ist i. d. R. die Berechnung mit oberen und unteren charakteristischen Werten  $k_{sk,\text{max}}$  und  $k_{sk,\text{min}}$  erforderlich. Dabei ist jeweils auch die Steifigkeit gegenüber Verdrehungen des Widerlagers realitätsnah zu erfassen.

Die horizontale Bettung der Widerlagerwände durch die Hinterfüllung nach RIZ Was 7 kann i. d. R. gemäß Abschnitt 3.4 dieser Stellungnahme für mittlere Bodenkennwerte abgebildet werden.

Die mögliche Stützensenkung darf nach FB 102, II-2.3.2.2 (103) und ARS 11/2003 ohne genauen Nachweis für die Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) mit dem Faktor 0,6 abgemindert werden. Damit wird der Steifigkeitsverlust herkömmlicher Überbauten beim Übergang in den gerissenen Zustand berücksichtigt. Bei integralen Brücken,

welche die Anforderungen nach Abschnitt 5.2 dieser Stellungnahme erfüllen, wird die Verformung des Überbaus nur geringfügig behindert, so dass auch hier die pauschale Abminderung gerechtfertigt ist. Durch die Erfassung der wahrscheinlichen Verformungen über die Bettung ist auch im GZT die Nachgiebigkeit berücksichtigt. Sofern die möglichen Baugrundbewegungen den 1,7-fachen Wert der wahrscheinlichen Baugrundbewegungen nicht überschreiten, ist im GZT daher nur eine ungleichmäßige Verteilung der Setzungen zu berücksichtigen. Dies kann im Allgemeinen durch die elastisch ermittelten Schnittgrößen aus der vertikalen Setzung je einer Achse um 1 cm erfolgen.

### **4.3 Erddruck**

Hinweise zur Berücksichtigung der Hinterfüllung sind bereits in Abschnitt 3.4 enthalten. Sofern horizontaler Erddruck günstig wirkt, ist der maßgebende Wert gemäß FB 101, IV-Anh. C, Tabelle C.1 im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  zu berücksichtigen. Für ungünstig wirkende Anteile gilt allgemein  $\gamma_{G,sup} = 1,50$  bezogen auf den dann maßgebenden Wert des Erddrucks. Die in DIN 1054, Tabelle 2 angegebene Begrenzung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Einwirkungsseite für Erdruchdruck auf  $\gamma_{E0g,sup} = 1,20$  ist nicht anzusetzen. Wegen der Streuungen der Bodenkennwerte und der dammseitigen Widerlagerverschiebungen hat der Erdruchdruck keine Bedeutung für die Beurteilung des maßgebenden Erddrucks.

### **4.4 Einwirkungen aus zivilem Straßenverkehr**

#### **4.4.1 Vertikale Verkehrslasten**

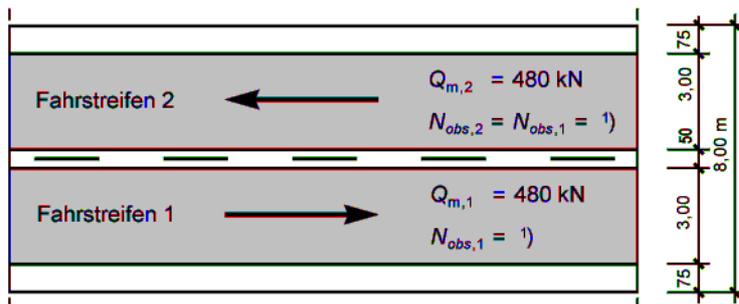
Für alle Nachweise in ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen mit Ausnahme der Nachweise gegen Ermüdung ist das Lastmodell 1 nach FB 101 anzusetzen. Die charakteristischen Verkehrslasten enthalten bereits den Schwingbeiwert, der jedoch im Unterschied zu DIN 1072 nicht explizit angegeben ist. Da in den charakteristischen Werten auch maßgebende Zustände mit Staubbildung enthalten sind, dürfen die Schnittgrößen aus Lastmodell 1 allgemein und insbesondere für Unterbauten nicht abgemindert werden.

Sonderlasten z. B. aus Brückenbesichtigungsgeräten und Lasten für Schwertransporte außerhalb der StVO sind ggf. im Einzelfall von der zuständigen Behörde festzulegen.

#### 4.4.2 Verkehrslasten für die Ermüdungsberechnung

Die ermüdungswirksamen Schnittgrößen werden nach FB 102, A.106 auf der Grundlage des Ermüdungslastmodells 3 (FB 101, IV-4.6.4) ermittelt.

Für beide Fahrspuren des RQ 10,5 ist das Ermüdungslastmodell 3 mit  $Q_{m2} = Q_{m1} = 480 \text{ kN}$  anzusetzen (Bild 17). Die rechnerische Nutzungsdauer für den Nachweis der Ermüdung beträgt i. d. R.  $N_{years} = 100$  Jahre. Die Verkehrsart nach FB 102, Abs. A.106.2 (105) sowie die erwartete Anzahl von Überfahrten  $N_{obs,i}$  auf beiden Fahrstreifen ist von der zuständigen Behörde festzulegen. Brücken im Zuge von Bundesstraßen mit einem Fahrstreifen je Richtung sind gemäß ARS 10/2003 der Verkehrskategorie 2 zuzuordnen, als Verkehrsart ist gemäß ARS 11/2003 dort Verkehr über große Entfernungen anzusetzen. Daraus ergibt sich nach FB 101, Tabelle 4.5 der Zahlenwert  $N_{obs,1} = N_{obs,2} = 0,5 \cdot 10^6$  für die erwartete Anzahl von LKW-Überfahrten auf beiden Fahrstreifen des RQ 10,5.



1) Festlegung durch die zuständige Behörde in Abhängigkeit von der Verkehrskategorie

**Bild 17** Fahrstreifenteilung mit Angaben zur Ermüdung

#### 4.4.3 Lastmodelle für den Bereich der Hinterfüllung von Widerlagern

Die Vertikallasten im Bereich der Hinterfüllung sind direkt aus Lastmodell 1 abgeleitet. Die Tandemlasten dürfen in ihrem Fahrstreifen dabei auf eine Länge von 5,0 m verteilt werden. Die gleichmäßig verteilten Lasten  $q_{ik}$  in den Fahrstreifen laufen auch im Bereich der Tandemachsen durch. Es sind folglich im Bereich der Hinterfüllung Lasten nach Tabelle 5 anzusetzen.

**Tabelle 5** Verkehrslasten im Bereich der Hinterfüllung

Bereich	Gleichmäßig verteilte Last im Tandembereich von (3,0 x 5,0 m)	Gleichmäßig verteilte Last außerhalb des Tandembereiches
Verlängerung von Fahrstreifen 1	$2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} / 15 \text{ m}^2 + q_{1k} = 41,0 \text{ kN/m}^2$	9,0 kN/m <sup>2</sup>
Verlängerung von Fahrstreifen 2	$2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} / 15 \text{ m}^2 + q_{2k} = 23,8 \text{ kN/m}^2$	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Andere Fahrstreifen	–	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Restfläche	–	2,5 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.5 Militärische Verkehrslasten nach STANAG 2021

Die Bauwerke sind für die militärische Lastklasse MLC 50/50 – 100 nach STANAG 2021 zu bemessen. Dazu darf vereinfachend mit den Lasterhöhungsfaktoren gemäß ARS 6/1987 bezogen auf die charakteristischen Werte der Verkehrslasten aus Lastmodell 1 gerechnet werden, sofern gezeigt wird, dass die Schnittgrößen  $S_{LM1}$  aus zivilen Verkehrslasten gemäß FB 101 höchstens die Werte  $S_{DIN}$  aus Brückenklasse 60/30 einschließlich Schwingbeiwert nach DIN 1072 erreichen.

Wird die o. g. Bedingung nicht erfüllt, so ist analog ARS 6/1987 die Ermittlung von Erhöhungsfaktoren  $\eta_s$  für die Schnittgrößen aus zivilen Verkehrslasten gemäß FB 101 erforderlich. Dabei sind zunächst die Schnittgrößen  $S_{Militär}$  aus militärischen Lasten für MLC 50/50 – 100 nach STANAG 2021 zu bestimmen. Werden dabei die Schnittgrößen  $S_{LM1}$  infolge ziviler Verkehrslasten (Lastmodell 1) aus FB 101 überschritten, so sind im jeweils betrachteten Bauteil bzw. Bemessungsschnitt die Schnittgrößen aus zivilen Verkehrslasten rechnerisch um den Erhöhungsfaktor  $\eta_s$  nach Gl. (5) zu steigern.

$$\eta_s = \frac{S_{Militär}}{S_{LM1}} \geq 1,0 \quad (5)$$

Die Ermittlung der Erhöhungsfaktoren kann insbesondere in Brückenquerrichtung erforderlich werden, da die Tandems von LM 1 mit ihrem geringen Achsabstand von nur 1,20 m eine deutlich günstigere Lastverteilung ermöglichen als die SLW-Gruppe nach DIN 1072 oder beispielsweise das Gleiskettenfahrzeug im Einbahnverkehr nach STANAG 2021.

## 4.6 Temperatureinwirkungen

Die klimatischen Temperatureinwirkungen sind auf der Grundlage von FB 101, Kapitel V zu ermitteln (Tabelle 6).

**Tabelle 6** Charakteristische klimatische Temperatureinwirkungen für Betonüberbauten mit Vollquerschnitt im Endzustand

Klimatische Temperatureinwirkung	min	max
Außenluft	$T_{min} = -24 \text{ °C}$	$T_{max} = 37 \text{ °C}$
Überbau	$T_{e,min} = -17 \text{ °C}$	$T_{e,max} = 37 \text{ °C}$
- Temperaturschwankung bezogen auf $T_0 = 10 \text{ °C}$	$\Delta T_{N,neg} = -27 \text{ K}$	$\Delta T_{N,pos} = 27 \text{ K}$
- Temperaturunterschiede im Endzustand	$\Delta T_{M,neg} = -8,0 \text{ K}$	$\Delta T_{M,pos} = 12,3 \text{ K}$

Bei integralen Brücken sind Temperaturunterschiede und Temperaturschwankungen nach FB 101, V-6.3.1.5 zu kombinieren. Die maßgebenden Schnittgrößen aus klimatischen Temperatureinwirkungen ergeben sich daher aus einer von acht Kombinationsmöglichkeiten nach Gl. (6):

$$gr \text{ T1} \quad T_0 + 1,00 \cdot \Delta T_{N,pos} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,pos} \quad (6.1)$$

$$gr \text{ T2} \quad T_0 + 1,00 \cdot \Delta T_{N,pos} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,neg} \quad (6.2)$$

$$gr \text{ T3} \quad T_0 + 0,35 \cdot \Delta T_{N,pos} + 1,00 \cdot \Delta T_{M,pos} \quad (6.3)$$

$$gr \text{ T4} \quad T_0 + 0,35 \cdot \Delta T_{N,pos} + 1,00 \cdot \Delta T_{M,neg} \quad (6.4)$$

$$gr \text{ T5} \quad T_0 + 1,00 \cdot \Delta T_{N,neg} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,pos} \quad (6.5)$$

$$gr \text{ T6} \quad T_0 + 1,00 \cdot \Delta T_{N,neg} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,neg} \quad (6.6)$$

$$gr \text{ T7} \quad T_0 + 0,35 \cdot \Delta T_{N,neg} + 1,00 \cdot \Delta T_{M,pos} \quad (6.7)$$

$$gr \text{ T8} \quad T_0 + 0,35 \cdot \Delta T_{N,neg} + 1,00 \cdot \Delta T_{M,neg} \quad (6.8)$$

Ein horizontaler Temperaturunterschied in Brückenquerrichtung kann bei der Bemessung im Regelfall vernachlässigt werden.

Nach FB 102, II-2.3.2.2 (102) sind Zwangsschnittgrößen aus klimatischen Temperatureinwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Dabei ist nach FB 101, IV-C.2.3 ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q = 1,5$  anzusetzen. Bei üblichen Durchlaufträgern, bei denen ein Abbau der Zwangsschnittgrößen gewährleistet ist, darf für alle Nachweise im GZT mit Ausnahme der Ermüdung vereinfachend auf den Ansatz der Zwangsschnittgrößen ver-

zichtet werden. Da im vorliegend Fall durch die Rahmenwirkung der monolithisch angeschlossenen Unterbauten kein üblicher Durchlaufträger vorliegt und Temperaturbeanspruchungen zu den maßgeblichen Einwirkungen zählen, sind die Zwangsschnittgrößen infolge Temperatur zu berücksichtigen. Sofern die Bedingungen aus Abschnitt 5.2 dieses Berichtes eingehalten sind, darf der Abbau der Zwangsschnittgrößen im GZT nach ARS 11/2003 durch die pauschale Abminderung der Steifigkeiten mit dem Faktor 0,6 berücksichtigt werden.

## **4.7 Wind**

Für die Ermittlung der Windeinwirkungen auf Überbauten und Unterbauten unterhalb der Fahrbahn gilt FB 101, IV-Anhang N. Die Windangriffsfläche ist nach FB 101, IV-C.2.1.1 (3) zu bestimmen. Im Lastfall Wind ohne Verkehr bleiben die Geländer bei der Bestimmung der Windangriffsfläche unberücksichtigt.

Im vorliegenden Fall dürfen die vertikale Windresultierende aus horizontaler Windeinwirkung (DIN V ENV 1991-2-4, Abschnitt 10.11.3) und Windkräfte in Brückenlängsrichtung am Überbau im Endzustand (DIN V ENV 1991-2-4, Abschnitt 10.11.4) vernachlässigt werden.

Angaben zur Windlast in Bauzuständen enthält FB 101, N.2 (3).

Wind- und Temperatureinwirkungen sind nach FB 101, Abs. IV-C.2.1.1 (9) nicht gleichzeitig zu berücksichtigen. Für die Ermittlung der Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen, die bei den betrachteten Bauwerken an den Widerlagern möglich sind, gilt abweichend hierzu FB 101, IV-Anhang O.

## **4.8 Einwirkungen für Lager und Fahrbahnübergänge**

### **4.8.1 Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen**

Die Verschiebungen und Verdrehungen von Lagern und Fahrbahnübergängen sind gemäß FB 101, IV-Anhang O zu ermitteln. Die Temperaturschwankungen werden dabei bezogen auf die Aufstelltemperatur um je 20 K betragsmäßig erhöht (FB 101, V-6.3.1.3.3 (4) P). Nach FB 101, Absatz V-6.3.1.3.3 (5) P genügt jedoch eine Erhöhung der charakteristischen Temperaturschwankungen um je 10 K, wenn maßgebende Abweichungen vom Rechenwert

der Aufstelltemperatur beim Einbau des Fahrbahnübergangs ausgeschlossen werden. Dazu ist die Messung der Bauwerkstemperatur beim Einbau der Fahrbahnübergänge erforderlich. Nennenswerte Abweichungen vom Rechenwert der Einbautemperatur sind nicht zulässig. Die Reduzierung der zusätzlichen Temperaturschwankung auf jeweils 10 K sollte genutzt werden, wenn mit ihr die Verformungskapazität einer bestimmten Übergangsart noch als ausreichend nachgewiesen werden kann.

Die vorgenannten Regelungen gelten auch für Fahrbahnübergänge aus Asphalt nach ZTV-ING, Abschnitt 8.2.

#### 4.8.2 Lager

Sofern eine integrale Ausbildung der Bauwerke nicht möglich ist, können Überbau und Widerlager mit Lagern verbunden werden. Dafür sind vorzugsweise Verformungslager zu verwenden. Bis zur Einführung einer neuen Lagernorm auf europäischer Grundlage gelten weiterhin die Normen der Reihe DIN 4141. Sie werden ergänzt durch die Richtlinie für den Einsatz bewehrter Elastomerlager zur elastischen Lagerung von Brückenüberbauten.

#### 4.8.3 Bemessung der Übergangskonstruktionen

Die Radlasten der Doppelachse aus Fahrstreifen 1 liegen mit  $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1,k} / 2 = 120$  kN unter der maßgebenden Radlast von 140 kN für Übergangskonstruktionen nach DIN 1072. Bis zur Einführung von Bemessungsgrundlagen für Übergangskonstruktionen nach DIN-Fachbericht dürfen daher weiterhin Dehnfugen mit gültiger Regelprüfung nach TL/TP FÜ 92 verwendet werden. Dehnfugen, für die eine solche Regelprüfung nicht vorliegt, sind mit Einwirkungen nach DIN 1072 zu bemessen. Es müssen mindestens die bislang üblichen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und die konstruktive Durchbildung der Dehnfugen eingehalten werden.

#### 4.9 Schneelasten

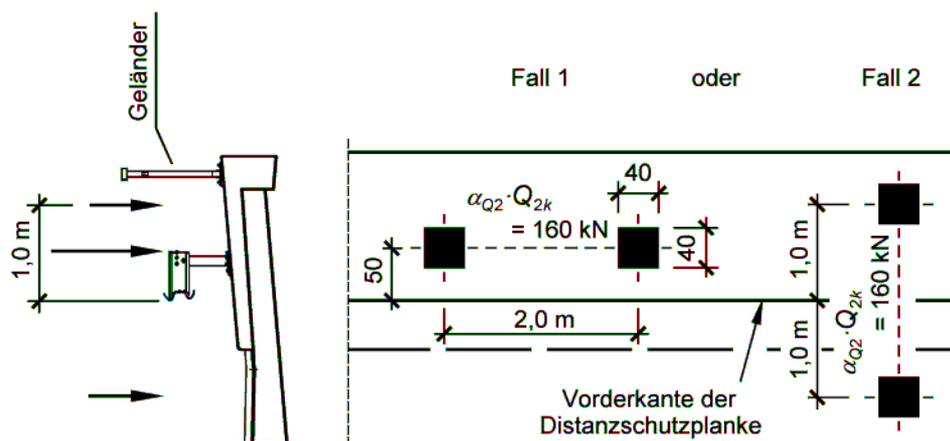
Schneelasten müssen nur in Bauzuständen ohne Verkehrsregellasten aus Straßenverkehr berücksichtigt werden. Ein genauer Nachweis ist nicht erforderlich, da nach FB 102, II-2.2.2.2 (106) und ARS 11/2003 eine Verkehrslast  $q_k = 2,5$  kN/m<sup>2</sup> angesetzt werden muss.

#### 4.10 Einwirkungen für die Bemessung der Gründung

Bei der Bemessung der Gründung sind die Verkehrslasten aus FB 101, IV-4 als veränderliche statische Einwirkungen im Sinne von DIN 1054, Abs. 6.1.3 (5) zu betrachten. Der in den Verkehrsregellasten berücksichtigte Schwingbeiwert wird deshalb auch für die Bemessung der Gründung angesetzt. Eine Reduzierung der Verkehrsregellasten für die Bemessung der Gründung ist nicht zulässig, da abhängig von den Stützweiten und der Fahrbahnbreite auch Situationen mit Staubbildung maßgebend bei der Festlegung der Lastansätze in FB 101 waren.

#### 4.11 Außergewöhnliche Einwirkungen

Dienstgehwege sind im Hinblick auf abirrende Radlasten als außergewöhnliche Einwirkung wie Geh- und Radwege nach FB 101, Abs. IV-4.7.3.1 zu behandeln. Distanzschutzplanken gelten nicht als starre Leiteinrichtungen im Sinne von FB 101, Abs. IV-4.7.3.1 (1) P, sondern sind verformbare Leiteinrichtungen nach Abs. IV-4.7.3.1 (3). Die abirrende Achslast  $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 160 \text{ kN}$  ist demnach mit dem Schwerpunkt der Radaufstandsflächen entweder 0,5 m (Fall 1) oder 1,0 m (Fall 2) hinter Vorderkante der deformierbaren Schutzeinrichtung anzusetzen (Bild 18). Es ist keine Überlagerung mit anderen Verkehrslasten erforderlich (siehe FB 101, Abs. IV-4.7.3.1 (2)).



**Bild 18** Abirrende Achslast auf Kappen mit Distanzschutzplanke

#### 4.12 Einwirkungen in Bauzuständen bei der Herstellung

Die Einwirkungen aus Bauzuständen bei der Herstellung sind entsprechend dem gewählten Bauverfahren und dem zeitlichen Ablauf der Herstellung zu berücksichtigen. Systemwechsel sind bei der Ermittlung der Schnittgrößen zum jeweils betrachteten Zeitpunkt zu berücksichtigen.

Zusätzlich ist nach FB 102, II-2.2.2.2 (106) und ARS 11/2003 eine veränderliche Einwirkung durch Personen auf dem Überbau von mindestens  $2,5 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen, die nicht mit Schnee zu überlagern ist. Diese Last enthält keine Reserven für die Lagerung von Baustoffen etc. auf dem Überbau.

Für die Temperaturunterschiede vor dem Einbau des Fahrbahnbelages gelten die Festlegungen von FB 101, V-6.3.1.4.1 (6) P. Der Einfluss des Kurzzeitkriechens darf vereinfachend durch eine pauschale Reduzierung des E-Moduls (Tangentenmodul) auf  $E_{c,red} = 0,85 \cdot E_{c0}$  berücksichtigt werden, sofern kein genauer Nachweis geführt wird.

Angaben zum Wind in Bauzuständen enthält FB 101, IV-N.2 (3).

Werden Überbau und Unterbauten monolithisch verbunden, so sind die Zwangkräfte aus autogenem Schwinden  $\varepsilon_{cas}$  und abfließender Hydratationswärme des Überbaubetons zu berücksichtigen. Die Verkürzung aus abfließender Hydratationswärme kann ersatzweise als Dehnung  $\varepsilon_c = -0,10 \text{ ‰}$  angesetzt werden. Der Abbau der zugehörigen Zwangsschnittgrößen durch Kriechen ist bei den Nachweisen zum jeweils betrachteten Zeitpunkt zu berücksichtigen.

## **5 Hinweise für Entwurf und Bemessung**

### **5.1 Baugrundgutachten**

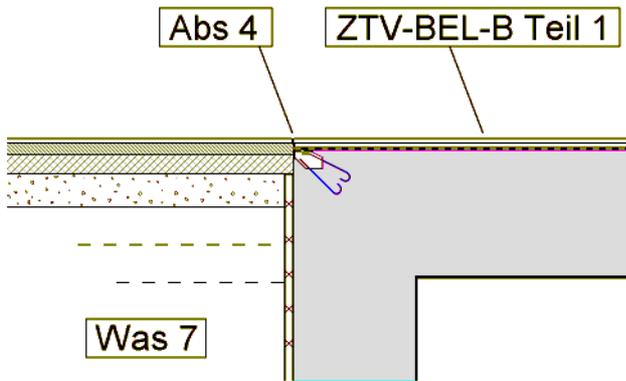
In Baugrundgutachten für herkömmliche Brücken werden Bodenkenngrößen wie der Steifemodul  $E_s$  oder die zulässige Pressung für eine bestimmte Setzung meist an der unteren Grenze des möglichen Streubereichs als charakteristischer Wert angegeben. Die zu erwartende Setzung wird dagegen nach oben abgeschätzt. Bei integralen Brücken liegt diese Vorgehensweise nicht für alle Nachweise auf der sicheren Seite. Zur Beurteilung der möglichen Zwangsschnittgrößen müssen, wie oben bereits gezeigt, auch der obere charakteristische Wert für den Steifemodul und der untere Wert für die zu erwartende Setzung untersucht werden. Vom Bodengutachter sind deshalb für die genannten Werte realistische obere und untere charakteristische Werte anzugeben. Die zugehörigen Verformungen treten allmählich z. B. aus Temperatur über mehrere Stunden oder Tage bzw. bei Kriech- und Schwindverformungen über mehrere Jahre auf.

### **5.2 Bewegungen an den Überbauenden**

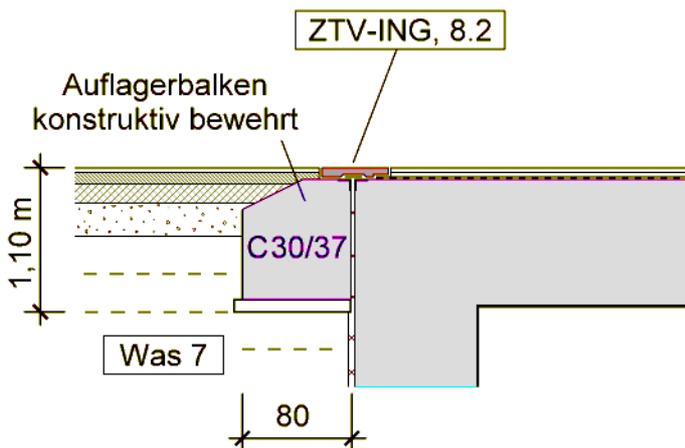
Bei der Dimensionierung integraler Brücken ist den Zwangsschnittgrößen und den Tragwerksverformungen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Soll gänzlich auf Fugen verzichtet werden, so muss die auftretende Verformung an den Widerlagern im Fahrbelag mit einfachen Mitteln ausgeglichen werden können. Für Gesamtlängen bis 15 m ist nach Richtzeichnung (RIZ) Abs 1 stets ein Anschluss an die Hinterfüllung ohne besondere Fugenausbildung möglich (Bild 19). Anstelle der in RIZ Abs 1 dargestellten Verbindung zwischen Überbau und Widerlager mittels Betongelenk wird bei integralen Brücken ein vollständiger, z. B. rahmenartiger Anschluss vorgesehen. Ein einfacher Überbauabschluss nach RIZ Abs 3 ist bis zu einem Abstand von 15 m zwischen Verschiebungsruhepunkt und Hinterkante Widerlager zulässig.

Das BMVBW hat in ARS 23/1999 bereits Musterentwürfe für einfeldrige, integrale Verbundüberbauten zur Anwendung empfohlen. Bei einer Gesamtlänge von bis zu 44 m werden die Verformungen zum Damm dort mit einem Fahrbelagübergang aus Asphalt nach ZTV-ING, Abschnitt 8.2 ausgeglichen (Bild 20). Mit diesen Übergängen ist ein Dehnweg von 25 mm sowie einen Stauchweg von 12,5 mm möglich. Die Übergänge nach ZTV-ING, 8.2 ruhen im Bereich der Hinterfüllung auf einem Auflagerbalken (Bild 20). Bewegungen, die nicht gleichmäßig über den Hinterfüllbereich auftreten, sollen damit auf den durch den Fahrbelagübergang geschützten Fugenspalt begrenzt werden. Der Auflagerbalken sollte

mindestens eine Breite von 0,80 m haben. Die Unterkante des Auflagerbalkens ruht in einer Tiefe von ca. 1,10 m vor Frost geschützt auf der Hinterfüllung.



**Bild 19** Übergang integrale Brücke – Hinterfüllung nach RIZ Abs 4



**Bild 20** Übergang integrale Brücke – Hinterfüllung nach ZTV-ING, 8.2 mit Auflagerbalken

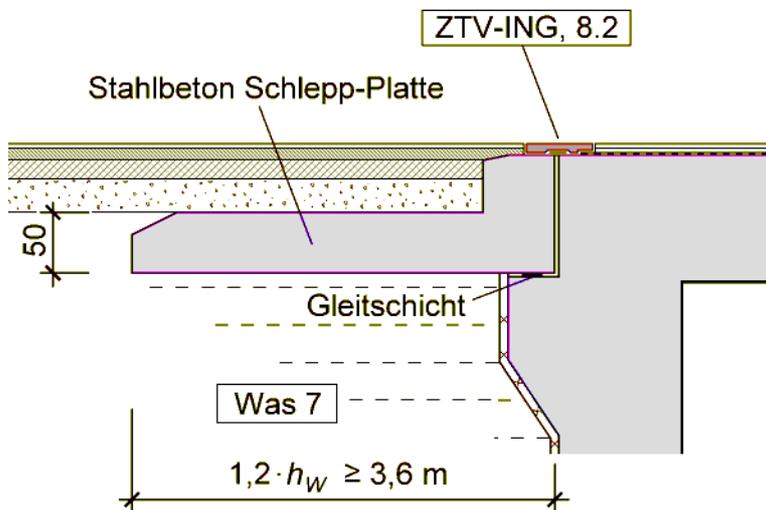
Bei Gesamtverformungen über 20 mm ist möglichen Setzungen im Bereich der Hinterfüllung durch die Anordnung einer Schlepp-Platte zu begegnen. Ihre Länge sollte gleich der Höhe der setzungsfähigen Hinterfüllung sein (Gl. 7). Hinweise zur Durchbildung der Schlepp-Platten und zur Größe des setzungsfähigen Bereichs sind u. a. in [6], [8] und [9] zu finden. Weiterhin können die Vorgaben der BLB-K Richtzeichnungen als Grundlage verwendet werden, u. a. das ältere Blatt 3.2212 für die Abmessungen der Schlepp-Platten. Bei flachgegründeten Widerlagern treten die größten Setzungen, insbesondere diejenigen aus zyklischen Bewegung in den oberen 70 % der Wandhöhe auf. Pfahlkopfbalken können dagegen insgesamt vorschoben werden, so dass dort mindestens die Bauhöhe als setzungsfähige Höhe der Hinterfüllung anzusetzen ist. Eine Mindestlänge von 3,6 m sollte nicht unterschritten werden

(Bild 21). Die Schlepp-Platte ist als Einfeldsystem ohne Bettung durch die Hinterfüllung zu bemessen. Der Abtrag der Vertikallasten in Hinterfüllung und Bauwerk ist nachzuweisen [6].

$$l_{\text{Schlepp-Platte}} \geq h_w + \text{erf } l_{\text{Auflager}} \geq 3,60 \text{ m} \quad (7)$$

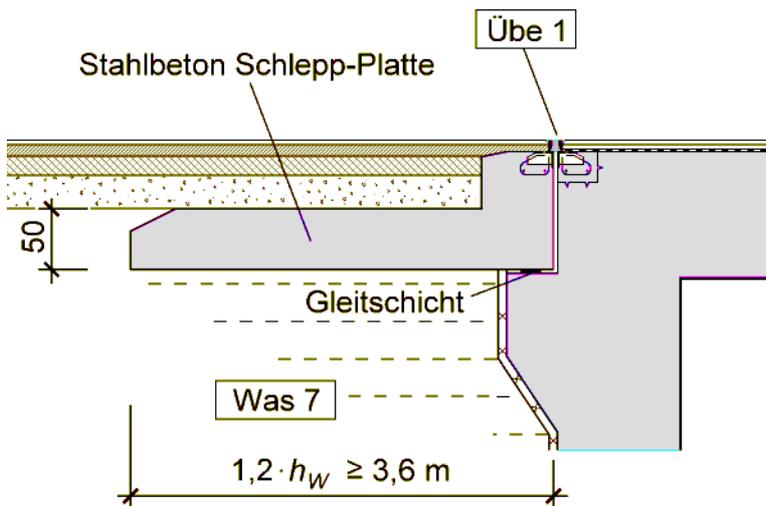
mit:

- $h_w$             Höhe der setzungswirksamen Hinterfüllung  
 $\approx h_{\text{Widerlager}}$  bei verschieblichen Widerlagern, z. B. Pfahlkopfbalken  
 $\approx 0,6 \cdot h_{\text{Widerlager}}$  bei näherungsweise unverschieblicher Flachgründung
- $\text{erf } l_{\text{Auflager}}$     Erforderliche Auflagerlänge der Schlepp-Platte  
 $\approx 0,2 \cdot h_w$



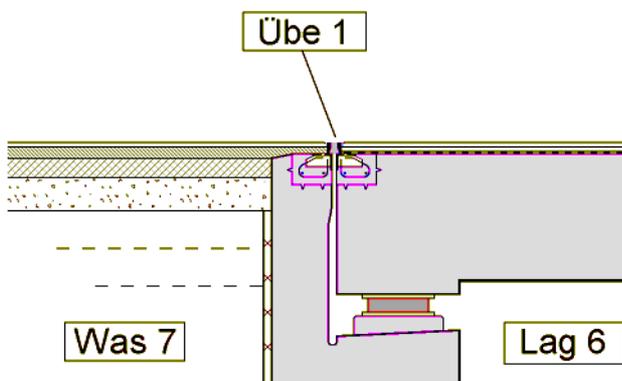
**Bild 21** Übergang integrale Brücke – Hinterfüllung nach ZTV-ING, 8.2 mit Schlepp-Platte

Sofern die zulässigen Verformungen für Übergänge nach ZTV-ING, 8.2 überschritten werden, sollte die Fahrbahn im Übergangsbereich Brücke – Damm eine Dehnfuge nach RIZ Übe 1 erhalten. Risse im Fahrbahnbelag auf der Hinterfüllung werden wieder durch die Anordnung einer Schlepp-Platte vermieden. Sie gleicht die Setzungen der Hinterfüllung aus und konzentriert die Bewegungen auf den Übergang (Bild 22). Die Länge der Schlepp-Platte kann wie zuvor mit Gl. (7) ermittelt werden.



**Bild 22** Übergang integrale Brücke – Hinterfüllung nach Übe 1 mit Schlepp-Platte

Als Alternative zu einer monolithischen Verbindung zwischen Überbau und Pfeiler ist auch die herkömmliche Ausbildung mit Fuge und Lagern möglich (Bild 23). Ein Verzicht auf die monolithische Verbindung zwischen Überbau und Widerlager bietet sich an, wenn die Zwangsschnittkräfte infolge des mobilisierten Erddrucks und einer sehr steifen Gründung schwer zu beherrschen sind.



**Bild 23** Fugenausbildung nach Übe 1 und Lager bei semi-integralen Brücken

Für übliche Verhältnisse können überschlägig die Verschiebungen nach Tabelle 7 angesetzt werden. Dabei sind die Vorzeichen auf die rechnerische Änderung der Fugenbreite bezogen. Bremskräfte werden bei fugenlosen Bauwerken i. d. R. ohne nennenswerte Verschiebungen abgetragen. Die Werte der Tabelle 7 gelten als Anhaltswerte, die Rechnung ist im Einzelfall mit den jeweiligen Randbedingungen zu führen. Hinweise zur Ermittlung der Kriech- und Schwindverformungen können bei Müller und Kvitsel entnommen werden [7].

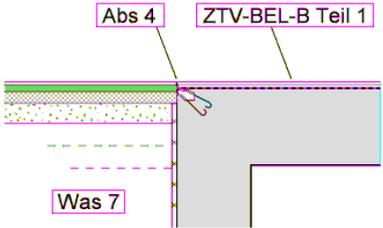
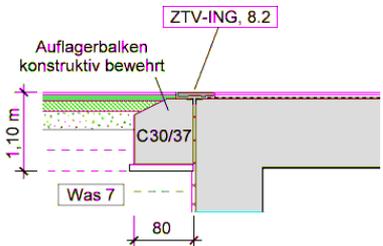
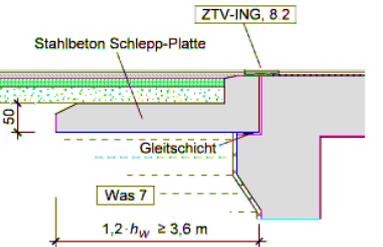
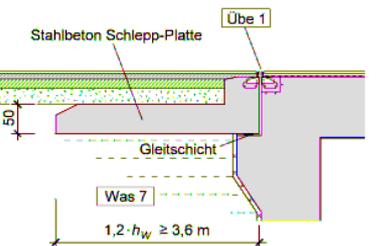
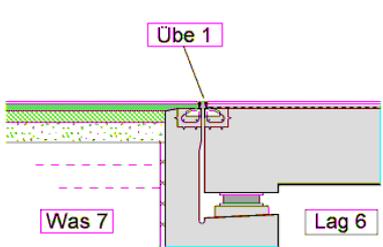
**Tabelle 7** Freie Dehnung für Betonüberbauten in C 35/45 bei üblichen Verhältnissen

Einwirkung	char. Wege Tragwerk [ ‰ ]	Anteil für Übergang relativ	char. Wege Übergang [ ‰ ]
Abfließende Hydratationswärme	0,100	0	0
Autogenes Schwinden $\epsilon_{cas}$	0,079	0	0
Trocknungsschwinden $\epsilon_{c ds}$	0,298	1,60 · 0,97	0,462
Vorspannen mit $\sigma_{cp0} = -4,0 \text{ N/mm}^2$	0,109	0	0
Kriechen Spannbeton	0,240	1,35 · 0,65	0,210
Bremsen	≈ 0	1	≈ 0
Temperaturschwankung $\Delta T_{N,neg}$	0,27	37 K / 27 K	0,37
Temperaturschwankung $\Delta T_{N,pos}$	-0,27	37 K / 27 K	-0,37
Summe Längung	-0,27		-0,37
Spannbeton Summe Verkürzung	1,10		1,04
Gesamtdehnung	1,37		1,41
Stahlbeton Summe Verkürzung	0,75		0,83
Gesamtdehnung	1,02		1,20

Aus den Dehnwegen der Tabelle 7 können die Anwendungsgrenzen für die verschiedenen Übergänge entsprechend den Bildern 19 bis 23 ermittelt werden. Dabei wird angenommen, dass beide Widerlager etwa gleich ausgebildet sind und die Mittelstützungen symmetrisch zur Bauwerksmitte angeordnet sind. Der Verschiebungsruehpunkt liegt damit in Bauwerksmitte. Für den Bauwerksabschluss gemäß RiZ Abs 4 wird dabei ein Gesamtdehnweg von ca. 10 mm zugelassen. Größere Dehnwege können auch bei sehr geringen Setzungen im Hinterfüllbereich mittelfristig zu einem unplanmäßigen Öffnen einer Fuge im Belag zwischen Bauwerk und Hinterfüllung führen. Die Anordnung einer Schleppplatte (Bilder 21 und 22) wird deshalb ab einem Gesamtdehnweg von ca. 20 mm empfohlen.

Wie bereits bei Tabelle 7 angemerkt, so sind auch die Grenzlängen der Tabelle 8 als Richtwerte zu verstehen. Die Einhaltung der zulässigen Dehnwege ist für jedes Bauwerk im Einzelfall nachzuweisen.

**Tabelle 8** Anwendungsbereiche für verschiedene Übergänge Bauwerk – Hinterfüllung

Bauart	Übergang Bauwerk – Hinterfüllung	Dehnweg [mm]	Bauwerkslänge	
			Spannbeton [m]	Stahlbeton [m]
Integrale Brücke	nach RIZ Abs 4 ohne bes. Maßnahmen 	≤ 10	≤ 15	≤ 18
	Übergang aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2 	≤ 20	≤ 30	≤ 35
	Übergang aus Asphalt mit Schlepp-Platte 	$-12,5 \leq s_h \leq 25$	≤ 50	≤ 60
	Dehnfuge nach RIZ Übe 1, Schlepp-Platte 	65	≤ 90	≤ 105
Lager- und fugenlose Brücke (semi-integral)	Dehnfuge nach RIZ Übe 1 (semi-integral) 	65	≤ 90	≤ 105

Werden Widerlager und Überbau durch Lager verbunden, so sind vorzugsweise Verformungslager zu verwenden. Die Verformungen infolge Bremsen sind beim Nachweis der Fugenbreite entsprechend der Richtlinie für den Einsatz bewehrter Elastomerlager zur elastischen Lagerung von Brückenüberbauten zu berücksichtigen (dort Abs. 4 (5)). Die Steifigkeit der monolithisch angeschlossenen Mittelstützungen einschließlich der Gründung sind dabei realitätsnah zu berücksichtigen.

### 5.3 Zwangsschnittgrößen

Bei fugen- und lagerlosen Brücken zählen im Unterschied zu herkömmlichen Brücken neben Momenten und Querkraften auch Normalkräfte im Überbau zu den Zwangsschnittgrößen aus Temperatur und Stützensenkung. Die Zwangnormalkraft im Überbau kann daher als Maßstab für den Einfluss des Zwangs auf die Konstruktion verwendet werden. Vergleicht man den frei beweglichen Überbau mit einem an den Widerlagern starr gehaltenen Überbau, so ergeben sich zwei Parameter zur Beurteilung der Verformungsbehinderung. Einerseits kann die Verschiebung am Überbauende auf die unbehinderte, freie Verschiebung bezogen werden. Andererseits kann die Zwangnormalkraft im Überbau mit der Zwangskraft bei starrer Festhaltung an den Widerlagern verglichen werden. Die relative Dehnungsbehinderung und der erreichte Anteil der Zwangskraft im Starrsystem können als Maß  $\eta_{Zwang}$  nach Gl. (8) für den Einfluss des Zwangs verwendet werden. Der Einfluss des Zwangs ist i. d. R. dann beherrschbar, wenn die erreichten Anteile jeweils auf ca. 5 % begrenzt bleiben. Am reinen Betonquerschnitt ergibt sich damit z. B. der zentrische Zwanganteil  $\eta_{Zwang}$  infolge Temperaturschwankung  $\Delta T_{N,pos}$  nach Gl. (9). Die Drucknormalspannung aus Zwang ergibt sich bei  $\eta_{Zwang} = 5 \%$  und  $\Delta T_{N,pos} = 37 \text{ K}$  zu  $\sigma_{c,Zwang} = -0,68 \text{ N/mm}^2$ .

$$\eta_{Zwang} = \frac{N_{vorh}}{N_0} \quad (8)$$

mit:

$$N_0 = -\alpha_T \cdot \Delta T_{N,pos} \cdot E_{c0} \cdot A_c \quad (9)$$

wobei:

$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  Wärmedehnzahl des Betons nach FB 102, II-3.1.5.4

$E_{c0} = 36630 \text{ N/mm}^2$  Annahme für den Tangentenmodul von C 35/45 nach FB 102

$N_{vorh}$  Zwangnormalkraft am gebetteten System

$N_0$  Zwangnormalkraft bei starrer Lagerung der Überbauenden

Bei der Berechnung der Zwangsnormalkraft sind folgende Punkte zu beachten:

- Die Nachgiebigkeit der Gründung ist ausgehend von den charakteristischen Bodenkennwerten zu erfassen (siehe Abschnitte 3.4, 4.2 und 4.3)
- Für den Steifemodul  $E_s$  ist dafür jeweils der obere und untere Grenzwert zu untersuchen.
- Als Erddruck ist unter ständigen Einwirkungen der Erdruchdruck anzusetzen.
- Die Differenz zwischen dem mobilisierten aktiven bzw. passiven Erddruck und dem Erdruchdruck sollte zusammen mit den Temperaturlastfällen  $\square TN_{neg}$  bzw.  $\square TN_{pos}$  angesetzt werden.
- Zwangsschnittkräfte aus veränderlichen Einwirkungen sind mit dem E-Modul  $E_{c0}$  (Tangentenmodul) zu ermitteln.
- Der Abbau der Zwangsschnittkräfte aus den Bauzuständen, aus Stützensenkung und Vorspannung infolge Kriechen und Schwinden ist zu berücksichtigen.
- Der Abbau der günstig wirkenden, eingepprägten Schnittgrößen aus Vorspannung infolge von Kriechen und Schwinden ist zu berücksichtigen.

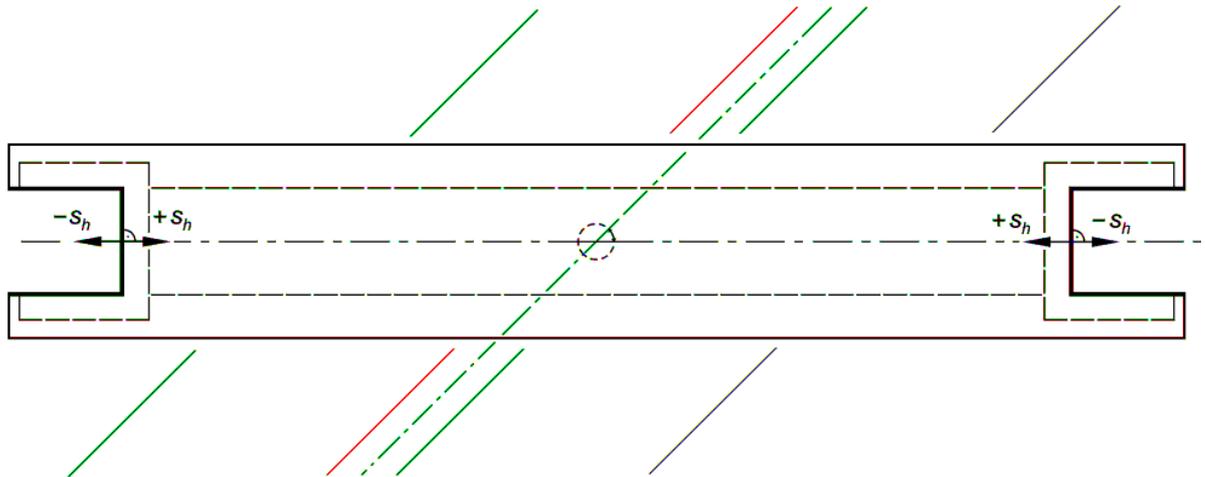
Eine Musterberechnung ist diesem Bericht als Anlage 1 beigefügt. Anlage 2 enthält eine ergänzende Parameterstudie sowie ein weiteres einfaches Beispiel. Dort wird an einem einhäufigen Rahmen der Einfluss der Steifigkeit von Überbau, Widerlagerwänden und Gründung auf die Größe der Zwangsschnittgrößen untersucht.

## **5.4 Begrenzung der Zwangsschnittgrößen**

### **5.4.1 Monolithisch angeschlossene Widerlager**

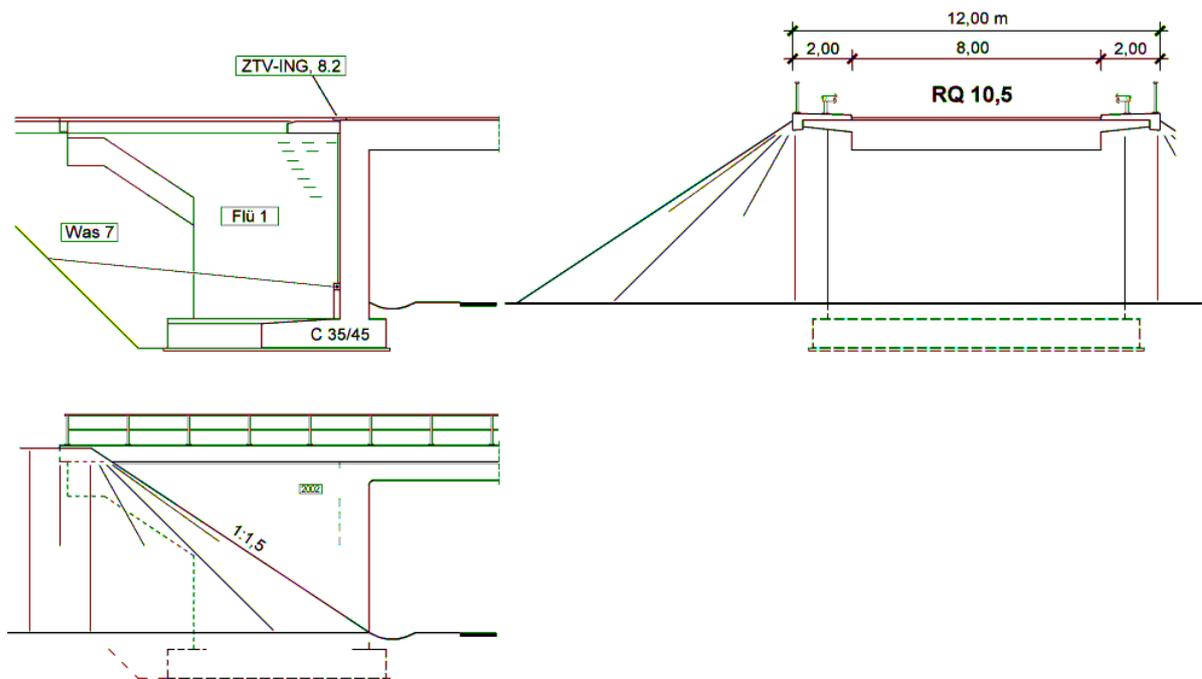
Grundsätzlich sind die Zwangsschnittkräfte in fugen- und lagerlosen Brücken zu begrenzen. Bei integralen Brücken mit fugen- und lagerlosen Verbindungen auch an den Widerlagern hat das Verformungsvermögen der Widerlager maßgebenden Einfluss auf die Zwangsschnittgrößen im Überbau. Das Verformungsvermögen wird durch die Nachgiebigkeit des Baugrundes und die Steifigkeit des Widerlagers selbst bestimmt. Die Höhe der Widerlager bestimmt maßgebend die Größe des bei einer bestimmten Horizontalverschiebung  $s_h$  mobilisierten Anteils des passiven Erddrucks.

Die Widerlager integraler Brücken sollten unabhängig vom Kreuzungswinkel senkrecht zur Hauptbewegungsrichtung der Bauwerksenden orientiert werden (Bild 24). Andernfalls ist die Aufnahme der Verformungen und Erddruckkräfte parallel und rechtwinklig zur Widerlagerwand nachzuweisen.



**Bild 24** Orientierung der Widerlager integraler Brücken bei Kreuzungswinkeln  $< 100^{\text{gon}}$

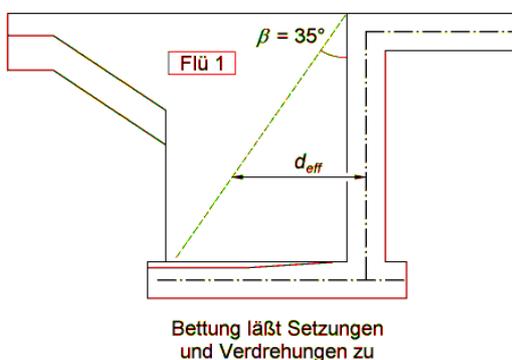
Bei ausreichend nachgiebigem Baugrund mit einem wirksamen Steifemodul von  $E_s \leq 100 \text{ MN/m}^2$  können selbst kastenförmige Widerlager durch Verdrehung in der Gründungssohle der Bewegung des Überbauendes folgen. Steife, herkömmliche Widerlager nach Bild 25 sollten jedoch nur bei kurzen Brücken mit Übergängen nach RIZ Abs 1 oder ZTV-ING, 8.2 verwendet werden. Zurückgesetzte Widerlager mit kleinerer Bauhöhe ergeben nicht nur ästhetisch ein ansprechenderes Gesamtbild, sondern dienen auch der Begrenzung der Zwangsschnittgrößen.



**Bild 25** Steifes Widerlager mit Flügeln

Bei der Abbildung von steifen Widerlagern nach Bild 25 im statischen System sind folgende Punkte zu beachten:

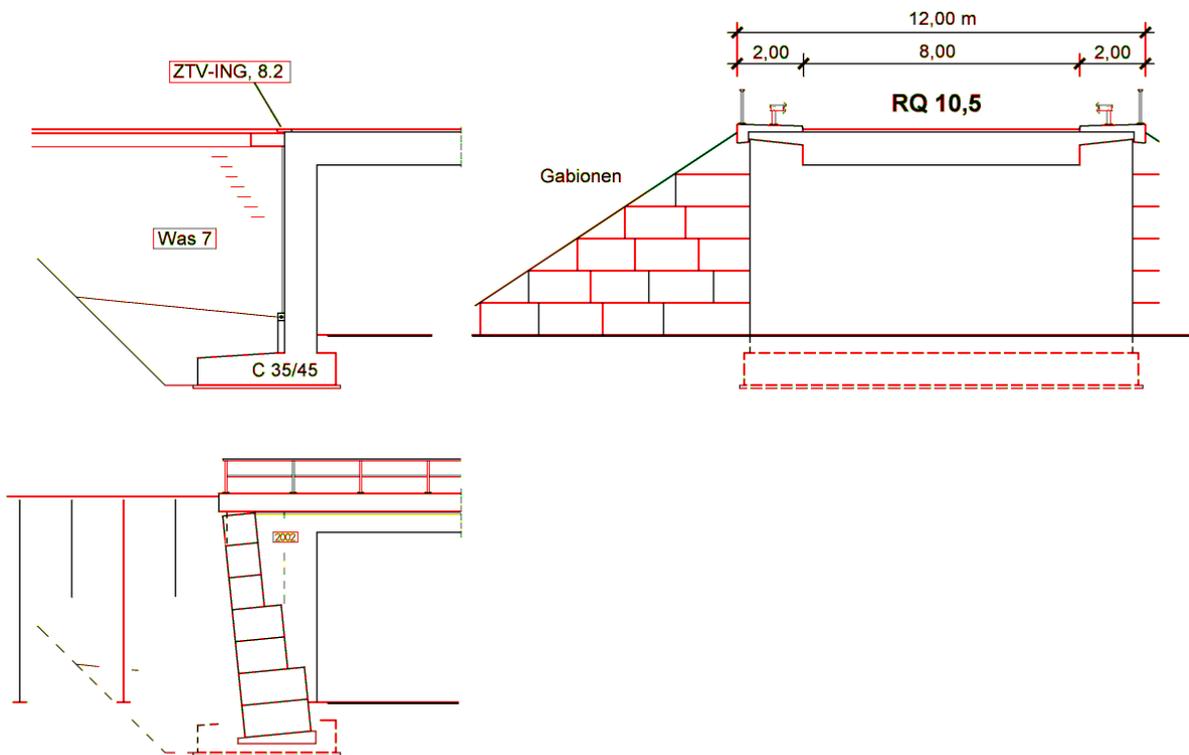
- Die Widerlagerwand reicht von der Schwerachse der Bodenplatte bis zu Schwerachse des Überbaus.
- Die Flügel gehen nicht voll in die Querschnittsfläche der Widerlagerwand ein. Sofern keine genaue Faltwerkrechnung durchgeführt wird, kann der mitwirkende Teil der Flügel nach FB 102, II-2.5.2.2.1 (5)\* mit einem Lastausbreitungswinkel von  $\beta = 35^\circ$  ermittelt werden (siehe auch Bild 26).
- Die Nachgiebigkeit des Baugrundes wird über eine Bettung oder alternativ über eine Setzungsfeder und eine Drehfeder abgebildet. Die Bettungs- bzw. Federsteifigkeiten sind auf der Grundlage der charakteristischen Baugrundkenngrößen zu ermitteln.
- Für ggf. erforderlichen Bodenaustausch sind tragfähige Sand-Kies-Gemische zu verwenden. Baugrundersatz durch Magerbeton ist nicht vorzusehen.
- Der Widerstand gegen Verdrehung der Gründung sollte minimiert werden. Dabei ist auf die Ausschöpfung der zulässigen Bodenpressung zu achten. Die Abmessung der Bodenplatte in Brückenrichtung sollte aus statischen und wirtschaftlichen Gründen möglichst klein gehalten werden.



**Bild 26** Mitwirkender Querschnitt der Flügel

Genügt die Nachgiebigkeit der setzungswirksamen Bodenschichten nicht, um eine ausreichende Begrenzung der Zwangsschnittgrößen im Überbau zu gewährleisten, so kann die Nachgiebigkeit des Widerlagers selbst reduziert werden. Da die günstige Rahmenwirkung nur bei entsprechender Widerlagerhöhe genutzt werden kann, sollte erst zuletzt die Widerlagerhöhe reduziert werden. Folgende Möglichkeiten zur Verringerung der Widerlagersteifigkeit bieten sich an:

- Reduzierung der Flügelabmessungen, z. B. durch wandartige Ausbildung der Widerlager. Die Flügel können dabei z. B. weitgehend durch einen Böschungsabschluss mit Gabionen ersetzt werden (siehe Bild 27).
- Vermeidung statisch unnötiger Wandstärken
- Ergänzung ausreichend verformbarer Tragschichten durch Höherlegung der Gründung und Zurücksetzen der Widerlager im anschließenden Damm bzw. der Böschung. Dazu muss ggf. eine größere Überbaulänge in Kauf genommen werden.
- Reduzierung des Widerlagers auf einen Auflagerbalken mit Pfahlgründung. Die Balkenhöhe muss mindestens dem 100-fachen Gesamtverschiebeweg aus der Schwankung des positiven Temperaturanteils  $\Delta T_{N,pos}$  nach FB 101, V-6.3.1.3.3 entsprechen. Die Unterkante des Auflagerbalkens muss an jeder Stelle mindestens 80 cm unter GOK liegen.

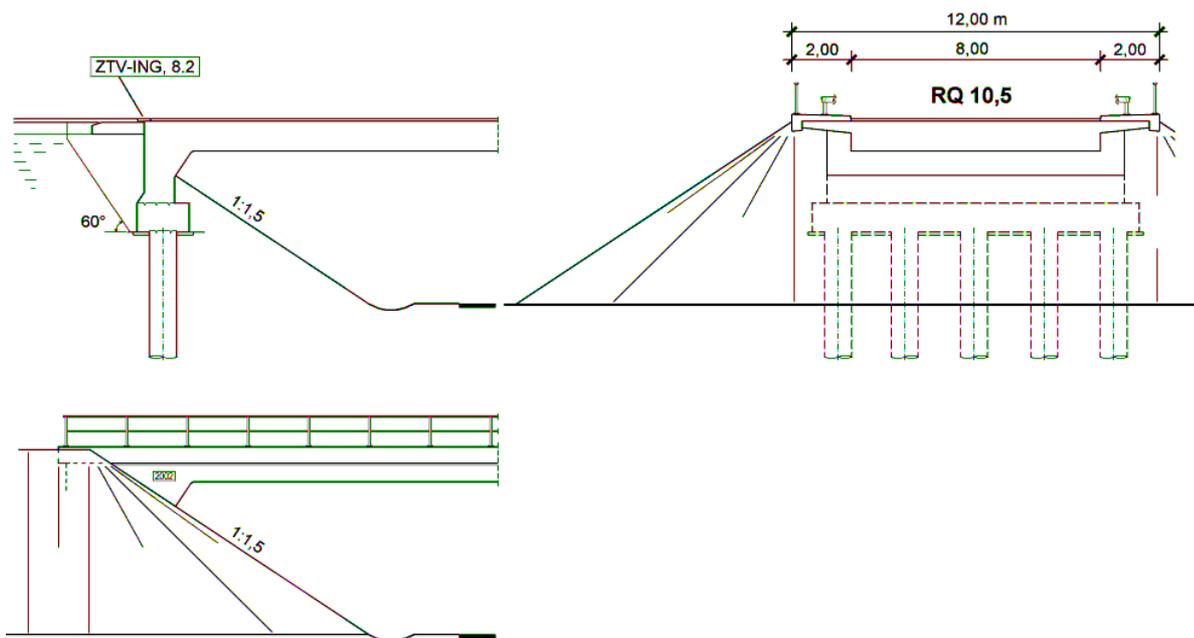


**Bild 27** Wandartiges Widerlager mit Böschungsabschluss durch Gabionen

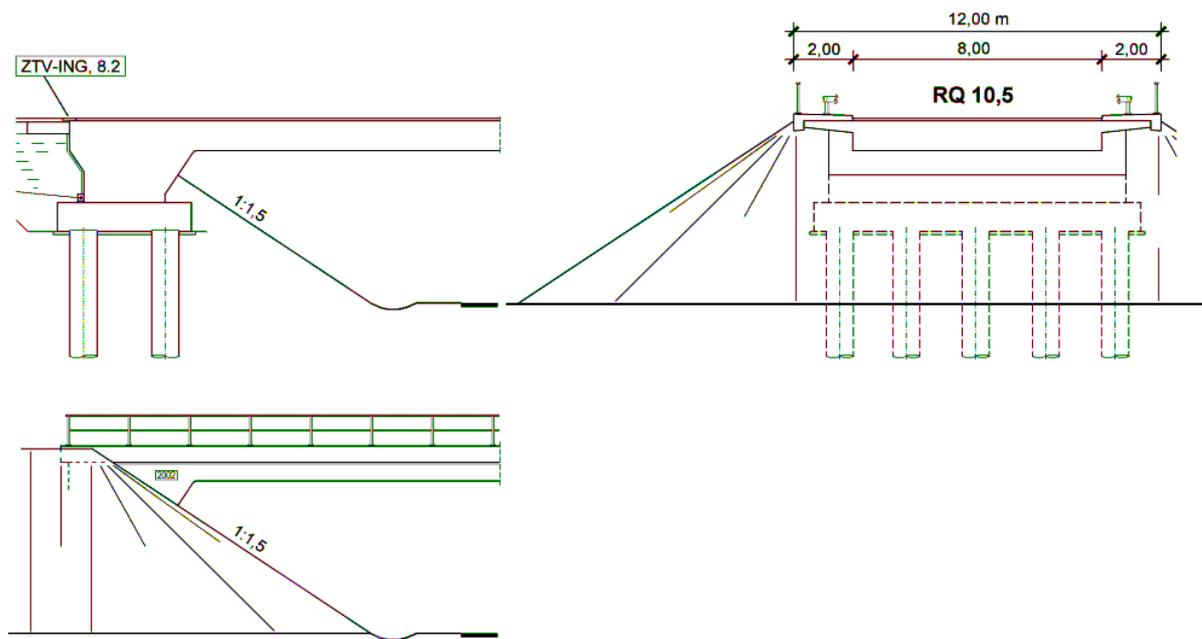
Wird für die Widerlager eine Pfahlgründung vorgesehen, so sind die nachfolgend aufgeführten Punkte zu beachten. Beispiele sind in den Bildern 28 und 29 dargestellt.

- Die Pfähle sind im statischen System mit realistischen Steifigkeiten zu berücksichtigen.
- Wenn möglich sollte nur eine Pfahlreihe angeordnet werden.

- Die Bettung der Pfähle im Baugrund ist nach DIN 1054 zu berücksichtigen.
- Für den Steifemodul  $E_s$  ist dabei jeweils der obere und untere charakteristische Grenzwert zu untersuchen.
- Bei Pfählen in vorgeschütteten Dämmen ist der Einfluss der Dammsetzung auf die Mantelreibung zu beachten.
- Wegen der planmäßigen Kopfverschiebung der Pfähle infolge Längenänderung des Überbaus sind die Pfähle bei monolithisch angeschlossenen Unterbauten grundsätzlich vertikal auszurichten. Auf die Anordnung von geneigten Pfählen bzw. Pfahlböcken sollte verzichtet werden. Horizontalverschiebung werden dort behindert und führen gleichzeitig zu unerwünschten vertikalen Verschiebungen der Pfahlköpfe.
- Die Mantelreibung der Pfähle wird durch zyklische Bewegungen am Pfahlkopf ungünstig beeinflusst. Sie kann daher nicht zuverlässig angesetzt werden.



**Bild 28** Widerlagerbalken mit weicher, einreihiger Pfahlgründung (Beispiel)



**Bild 29** Widerlagerbalken mit steifer, zweireihiger Pfahlgründung (Beispiel)

#### 5.4.2 Mittelstützungen

Die monolithisch angeschlossenen Mittelstützen erhalten neben Normalkräften auch Biege- und Querkraftbeanspruchung aus den Einwirkungen nach Kapitel 4. Zur Begrenzung der Zwangsschnittkräfte aus Temperatur müssen die Pfeiler ausreichend nachgiebig sein. Zur Abtragung der Bemessungsschnittgrößen und insbesondere der Ersatzlasten für den Anprall von Fahrzeugen unter der Brücke sind jedoch Mindestabmessungen des Querschnitts erforderlich. Bei der Bemessung sind diese gegensätzlichen Zielstellungen miteinander in Einklang zu bringen. Dabei kann wie folgt vorgegangen werden:

- Wahl eines Querschnittes, der gerade die Mindestabmessungen gem. FB 101, IV-4.7.2.1 (2) P bzw. FB 102, II-4.3.6.2 (107) erfüllt. Dabei ist die Breite  $b$  zu minimieren.
- Die Nachgiebigkeit der Gründung hinsichtlich Setzung und Verdrehung ist realitätsnah im statischen System zu erfassen.
- Sollen die Zwangsschnittgrößen weiter reduziert werden, so sollte zunächst eine Vergrößerung der Stützenlänge angestrebt werden. Dazu muss ggf. die Gründungssohle tiefer gewählt werden.
- Sofern eine Pfahlgründung gewählt wird, sind die Pfähle vertikal auszurichten. Wenn möglich ist nur eine Pfahlreihe anzuordnen.

- Bei Brücken mit Lagern und Fugen an den Widerlagern ist die Abtragung der Lasten aus Bremsen und Anfahren besonders sorgfältig zu verfolgen. Die Widerstände der vorzugsweise verwendeten Verformungslager an den Widerlagern sind entsprechend der Richtlinie für den Einsatz bewehrter Elastomerlager zur elastischen Lagerung von Brückenüberbauten zu berücksichtigen.

### **5.4.3 Überbau**

Zwangsschnittgrößen aus den monolithisch angeschlossenen Unterbauten beanspruchen auch den Überbau. Zunächst ist deshalb auf die Durchbildung der Unterbauten zu achten.

Bei den untersuchten Spannweiten wird der Betonüberbau im Regelfall vorgespannt. Die Vorspannung erlaubt den teilweisen Ausgleich unerwünschter Biegemomente. So sollte z. B. das auf die Widerlager resultierende Einspannmoment aus ständigen Lasten weitgehend ausgeglichen werden.

Die Verkürzung des Überbaus infolge Vorspannung und Kurzzeitkriechen führt zu Zwangbeanspruchung in den Unterbauten, insbesondere in monolithisch angeschlossenen Widerlagern. Trotz der Begrenzung der Zwangsschnittgrößen nach Abschnitt 5.3 ist diese Zwangswirkung unerwünscht. Ein Teil der Vorspannkraft wird direkt über die Widerlager in den Baugrund geleitet und geht damit im Überbau verloren. Sofern die Zwangsschnittgrößen im Überbau nicht durch Optimierung der Widerlagergeometrie hinreichend klein gehalten werden können, sollte die Herstellung der monolithischen Verbindung zwischen Überbau und Widerlager erst nach dem Vorspannen erfolgen. Dies kann z. B. durch die Wahl von Fertigteilen mit Ortbetoneergänzung geschehen.

## **5.5 Baustoffe**

Bei Spannbetonbauteilen, Stahlbetonüberbauten und knickgefährdeten Druckgliedern haben die Verformungen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks. Im vorliegenden Fall ist daher der E-Modul des Überbaubetons, der wesentlich von den verwendeten Zuschlägen und der Sieblinie des Betons abhängt, im Rahmen der Erstprüfung nach FB 100 festzustellen und dem Bauherrn mitzuteilen. Wesentliche Ab-

weichungen gegenüber dem in FB 102 angegebenen Rechenwert bedürfen der Zustimmung des Bauherrn. In der statischen Berechnung sind die  $E$ -Moduln der eingesetzten Betone zu berücksichtigen (siehe auch [10]).

Beim Vergleich von Prüfergebnissen  $E_{c0}$  (Tangentenmodul) mit dem in FB 102 verwendeten Sekantenmodul  $E_{cm}$  sind folgende Punkte zu beachten:

- Der E-Modul aus Prüfergebnissen  $E_{c,test}$  entspricht dem Tangentenmodul  $E_{c0}$  im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie des Betons (FB 102, Abb. 3.1).
- Die in FB 102, Tabelle 3.2 angegebenen Werte sind mittlere Erwartungswerte  $E_{c0m}$  für den Tangentenmodul  $E_{c0}$  und geben nicht den Sekantenmodul  $E_{cm}$  an. Siehe hierzu auch Druckfehlerberichtigung in Heft 525, S. 57 [10].
- Der Tangentenmodul  $E_{c0}$  wird bei der Berechnung der elastischen Verformung im ungerissenen Zustand verwendet, die als Bezugswert für die Kriechverformung gilt (FB 102, II-3.1.5.5 (6)). Einflüsse aus Kurzzeitkriechen sind deshalb in  $E_{c0}$  nicht enthalten.
- In FB 102, Gl. (4.2) kann anstelle des Wertes  $1,1 \cdot E_{cm}$  direkt der Tangentenmodul  $E_{c0}$  verwendet werden (Gl. 10).

$$E_{c0} = 1,1 \cdot E_{cm} \quad (10)$$

- Wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für eine elastische Berechnung vereinfachend mit  $E_{c0}$  gerechnet, so werden die Kurzzeitverformungen im ungerissenen Zustand bei Erstbelastung um 10 bis 20 % unterschätzt.
- Wird bis zum Alter von 2 Jahren (z. B. für Nachweise während der Herstellung) eine rein elastische Berechnung durchgeführt, so darf der Einfluss des Kurzzeitkriechens über einen abgeminderten E-Modul  $E_{c,red} = 0,85 \cdot E_{c0}$  berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere für die Ermittlung der Zwangsschnittgrößen infolge von Temperaturunterschieden im Bauzustand.

## **6 Hinweise für das Aufstellen von Bauwerksentwurf und für die Ausschreibung**

Die folgenden Hinweise dienen als Hilfe für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen nach RAB-ING und der technischen Beurteilung von Angeboten für integrale Betonbrücken.

- Das Bodengutachten muss obere und untere charakteristische Grenzwerte für die Nachgiebigkeit des Baugrundes enthalten (vgl. Abschnitt 5.1)
- Die Verformung der Überbauenden, die in der Hinterfüllung ausgeglichen werden muss, bestimmt die Ausbildung des Übergangs im Fahrbahnbereich (siehe Abschnitt 5.2).
- Der durch die genannten Verformungen mobilisierte Erddruck ist entsprechend [3] bzw. den zugehörigen Hinweisen in Abschnitt 3.4 dieser Stellungnahme zu ermitteln und bei der Bemessung zu berücksichtigen.
- Die gewählte Konstruktion sollte unter den gegebenen Randbedingungen entsprechend den Abschnitten 5.3 und 5.4 so ausgebildet werden, dass die Zwangsschnittkräfte im Bauwerk möglichst gering, in jedem Fall aber beherrschbar bleiben.
- Das Bauverfahren sowie die grobe zeitliche Abfolge der Bauabschnitte ist festzulegen. Erforderlichenfalls sind Systemskizzen wesentlicher Bauzustände beizulegen.

Für Nebenangebote und Sondervorschläge zu integralen Bauwerken gelten die selben Anforderungen wie für den Bauwerksentwurf. Zur Bewertung der technischen Gleichwertigkeit muss der Erläuterungsbericht bzw. die zugehörige Vorstatik folgende Punkte enthalten:

- Vorberechnung unter Berücksichtigung der Bauwerk-Boden-Interaktion sowie realistischer Steifigkeiten (vgl. Abschnitte 3.4 und 5.1). Der Bauablauf muss dabei entsprechend den o. g. Anforderungen beschrieben werden. Wesentliche Bauzustände sind erforderlichenfalls darzustellen.
- Wahl des Übergangs in der Fahrbahn zwischen Brücke und Hinterfüllung in den Grenzen nach Abschnitt 5.2
- Nachweis der Begrenzung der Zwangsschnittkräfte auf beherrschbare Werte entsprechend Abschnitt 5.3 und 5.4

## 7 Hinweise für die Bauausführung

Im Zuge der Bauausführung ist auf die Umsetzung der Vorgaben aus dem Entwurf und der statischen Berechnung zu achten. Die dort angesetzten Verformungseigenschaften des Baugrundes und der Hinterfüllung sind ebenso einzuhalten, wie die Querschnitte und Baustoffe der tragenden Bauteile.

Ein Ersatz von Baugrund oder Hinterfüllbereichen durch steifere Baumaterialien, wie z. B. Magerbeton o. ä. wirkt sich ungünstig auf die Nachgiebigkeit der Unterbauten aus. Ohne genauen statischen Nachweis ist daher eine solche Änderung nicht zulässig.

Die in der statischen Berechnung vorgegebene zeitliche Abfolge einzelner Bauschritte ist einzuhalten. Bei Abweichungen, insbesondere bei Verkürzungen einzelner Bauphasen, ist der Einfluss auf die zeitabhängigen Verformungen und die daraus resultierenden Zwangsschnittkräfte nachzuweisen.

Aufbau und Verdichtung des Hinterfüllbereiches nach RIZ Was 7 sind mit besonderer Sorgfalt auszuführen, um unerwarteten Setzungen im Hinterfüllbereich vorzubeugen.

Wie bei Rohren und Tunneln in offener Bauweise ist ggf. ein gleichmäßiger Aufbau der Hinterfüllungen an beiden Bauwerksenden mit entsprechender Begrenzung der Differenzschütthöhe erforderlich.

Die Auflagerbalken für Fahrbahnübergänge nach ZTV-ING, 8.2 und Schleppplatten sollen auf der Hinterfüllung ruhen und dürfen sich nicht mit dem Bauwerk bewegen. Dazu muss die Fuge zum Bauwerk breit genug sein, um die rechnerische Ausdehnung des Tragwerks aufnehmen zu können.

Bei kastenförmigen Widerlagern müssen die Auflagerbalken und Schleppplatten seitlich von den Flügeln getrennt ausgeführt werden.

## **8 Beurteilung der Ergebnisse**

### **8.1 Allgemeines**

Die untersuchten Bauwerke mit RQ 10,5 und einer Gesamtlänge bis zu 75 m sind grundsätzlich als fugen- und lagerlose Bauwerke ausführbar. Ob dabei auch an den Widerlagern ein monolithischer Anschluss möglich ist, hängt von den Steifigkeitsverhältnissen ab.

Bei Brücken mit einer Gesamtlänge bis ca. 50 m kann der Übergang vom Bauwerk auf die Hinterfüllung dabei ohne Dehnfuge ausgebildet werden. Lediglich ein Fahrbahnübergang nach ZTV-ING, 8.2 sollte bei Bauwerkslängen über 15 m vorgesehen werden.

Zwei grundlegende Forderungen müssen bei Entwurf und Ausführungsplanung der Bauwerke beachtet werden:

- Die Fahrbahn muss im Übergangsbereich zwischen Bauwerk und Hinterfüllung die auftretenden Verformungen dauerhaft aufnehmen können (siehe Abschnitt 5.2).
- Die Zwangsschnittgrößen insbesondere aus der Schwankung des positiven, konstanten Temperaturanteils müssen in einer vertretbaren Größenordnung bleiben (siehe Abschnitte 5.3 und 5.4).

Bei den untersuchten Brücken wird der Betrag der Zwangsschnittgrößen maßgeblich durch die Verformungsfähigkeit der Widerlager bestimmt. Deshalb gelten die oben zusammengestellten Hinweise nicht nur für herkömmliche Rahmenbauwerke sondern auch für Bogenbrücken und Sprengwerke.

### **8.2 Vorteile**

Neben den bereits in Abschnitt 2.2 zusammengestellten Vorteilen haben integrale Brücken insbesondere in statischer Hinsicht folgende Vorzüge gegenüber herkömmlichen Brücken:

- Die wartungsintensiven Bauteile Fuge und Lager können eingespart werden. Dadurch verringern sich die Herstell- und die Instandhaltungskosten.
- Durch die Vermeidung der Lager wird der Kraftfluss im Bauwerk wesentlich verbessert.
- Hohe Spannungskonzentrationen und Spaltkräfte in den an die Lager angrenzenden Bereichen werden vermieden.

- Vereinfachter und schnellerer Bauablauf durch den Wegfall von Lagern und Dehnfugen mit ihren geringen Toleranzen und ihrer Einbauabfolge
- Die Einspannung in die Widerlager und die notwendige Minimierung der Zwangsschnittgrößen erlaubt schlanke und ästhetisch ansprechende Überbauten.
- Höherer Fahrkomfort durch Vermeidung der Übergangskonstruktionen
- Dauerhafte und wartungsunabhängige Vermeidung von direktem Taumittelzutritt zu Konstruktionsteilen unterhalb der Fahrbahn
- Verringerung der Gefahr von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellung
- Die Kippmomente aus Erddruck auf die Widerlagergründung werden ebenfalls reduziert.
- Die aussteifende Wirkung der Hinterfüllbereiche kann zum Abtrag planmäßiger Horizontallasten z. B. aus Wind und Bremsen herangezogen werden und verringert daher die Momente aus veränderlichen Einwirkungen auf die Gründungen. So können z. B. Pfähle eingespart werden.
- Ausgleich abhebender Kräfte aus dem Überbau durch das Eigengewicht der Widerlager
- Kürzere Endfelder erlauben bei 3-feldrigen Überbauten eine größere Mittelöffnung
- Größere Traglastreserven durch Umlagerungsmöglichkeiten für die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

### 8.3 Nachteile und Grenzen

Den Vorteilen eines robusten und wartungsarmen Tragwerks stehen folgende Nachteile gegenüber:

- Der Aufwand bei Entwurf und Berechnung sowie die Anforderungen an den Aufsteller steigen im Vergleich zu herkömmlichen Brücken an. Grundsätzlich ist die Berechnung am Gesamtsystem erforderlich.
- Die statische Berechnung muss i. d. R. getrennt mit den oberen und unteren charakteristischen Werten für die Nachgiebigkeit der Gründung durchgeführt werden.
- Der Bauablauf hat Einfluss auf die Zwangsschnittkräfte und ihren zeitabhängigen Abbau.
- Bei Spannbetonbauwerken fließt ein Teil der Vorspannkraft in den Baugrund ab.

- Die Verformungen der Überbauenden müssen im Bereich der Hinterfüllung ausgeglichen werden.
- Die Wirksamkeit von Fahrbahnübergängen aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2 hängt wesentlich davon ab, ob sich die Verformungen vorwiegend auch tatsächlich im vorgesehenen Bereich einstellen.
- Fahrbahnübergänge aus Asphalt werden bei Arbeiten am Fahrbahnbelag häufig beschädigt. Bei einem Ersatz der Deckschicht im Bauwerks- und / oder Hinterfüllbereich ist daher meist auch der Fahrbahnübergang aus Asphalt zu ersetzen. Dabei muss die Fuge zwischen Bauwerk und Auflagerbalken bzw. Schleppplatte offen gehalten werden.
- Besondere Maßnahmen zur Begrenzung der Zwangsschnittgrößen, wie sie in Abschnitt 5.4 beschrieben sind, haben ggf. Mehraufwendungen zur Folge, die im Vergleich zur konventionellen Lösung mit den Einsparungen bei Lager und ÜKO aufgerechnet werden müssen.
- Bei Bauwerkslängen über 50 m ist nach heutigem Erfahrungsstand und im Einklang mit den bestehenden Regelungen eine Fuge mit einer Verformungskapazität über dem in ZTV-ING, 8.2 abgedeckten Bereich erforderlich. Hierfür kann ein Übergang nach RIZ Übe 1 oder ggf. mit Zustimmung im Einzelfall eine Sonderbauweise von Fahrbahnübergängen aus Asphalt verwendet werden. Die Aufwendungen hierfür müssen an den Kosten der konventionellen Lösung gemessen werden.

## 9 Zusammenfassung

Die vorliegenden Entwurfshilfen geben Anhaltspunkte für den Entwurf und die Bemessung integraler Betonbrücken mit RQ 10,5 und einer Gesamtlänge bis 75 m. Die Grundlagen für die statische Berechnung sowie Hinweise zur Ausbildung des Übergangs zwischen Bauwerk und Hinterfüllung werden gegeben.

Für die Umsetzung beim Bauwerksentwurf kann die Darstellung von Beispielen gemäß RAB-ING hilfreich sein. Für die Durchbildung des Übergangs zwischen Fahrbahn und Hinterfüllung ist die Entwicklung von Musterzeichnungen in Anlehnungen an die Richtzeichnungen der Reihen Abs und Übe sowie in Ergänzung der ZTV-ING, 8.2 sinnvoll.

Die statischen Nachweise sind für jedes Bauwerk am Gesamtsystem einschließlich einer realistischen Abbildung des Baugrundes zu führen.

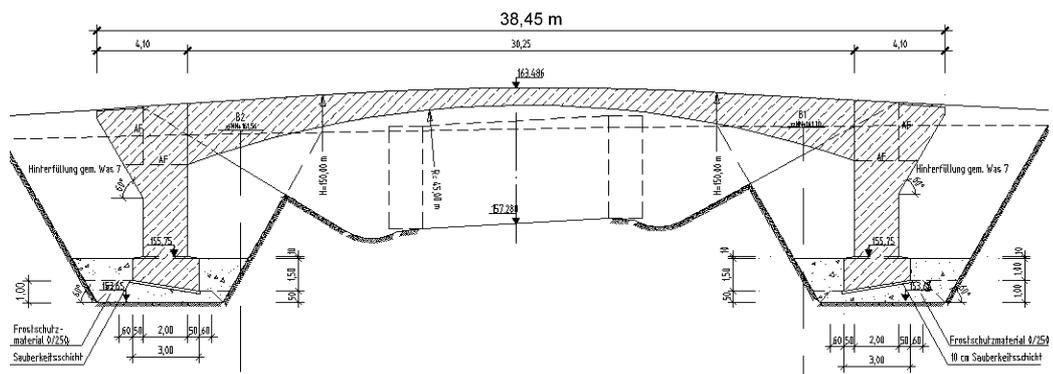
Bei Beachtung der Hinweise dieser Stellungnahme bestehen gegen die Ausführung der behandelten Bauwerke als integrale Betonbrücken keine Einwände.

## Literatur

- [1] BMVBW, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr: Musterentwürfe für einfeldrige Verbundüberbauten zur Überführung eines Wirtschaftsweges (WW) und eines RQ 10,5 (Ausgabe 1999). Schüßler-Plan. Potsdam 1999
- [2] *Engelsmann, S., Schlaich, J. und Schäfer, K.*: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. DAfStb (Hrsg.), Heft 496 der Schriftenreihe, Beuth, Berlin 1999
- [3] Forschungsgruppe für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau: Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke. Ausgabe 1994. FGSV Heft 525, Juli 1994
- [4] *Graubner, C.-A. und Six, M.*: Fugenlose Betonbrücken – Besonderheiten bei Bemessung und Ausführung. Beitrag XXIX zum Symposium: Kreative Ingenieurleistungen, innovative Bauwerke – zukunftsweisende Bewehrungs- und Verstärkungsmöglichkeiten. Institut für Massivbau der TU Darmstadt und Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien, 1998.
- [5] *Graubner, C.-A. und Wettmann, V.*: Schlitzwände im Brückenbau – ein neuartiges Gründungselement. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 12, S. 323-328. Ernst & Sohn, Berlin 1993
- [6] *Pötzl, M., Schlaich, J. und Schäfer, K.*: Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken. DAfStb, Heft 461, Beuth, Berlin 1996
- [7] *Müller, H. S. und Kvitsel V.*: Kriechen und Schwinden von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 1/2002, S. 8-19. Ernst & Sohn. Berlin 2002.
- [8] *Vogt, N.*: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart, Nr. 22, 1984.
- [9] *England, G. L. and Tsang, N. C. M.*: Towards the Design of Soil Loading for Integral Bridges – Experimental Evaluation. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College, London 2001.
- [10] DAfStb, Heft 525 der Schriftenreihe: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Beuth, Berlin 2003.

# Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken

## Anlage 1 Musterberechnung für eine integrale Fuß- und Radwegbrücke



Auftraggeber: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.: 5519 571

<b>I</b>	<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
I	Inhaltsverzeichnis .....	1 - 2
II	Bauwerk .....	1 - 3
1	Bauwerksbeschreibung .....	1
2	Umweltbedingungen, Baustoffangaben und Anforderungsklasse .....	2
III	Normen, Richtlinien, Literatur .....	1 - 3
1	Technische Vorschriften .....	1
2	Besondere Zulassungen .....	2
3	Gutachten .....	2
4	Literaturhinweise .....	3
5	Programmbeschreibungen .....	3
IV	Abweichungen und Ergänzungen zu Normen, Richtlinien, Literatur.....	1
V	Gesamtbauwerk .....	
1	Berechnungsgrundlagen .....	1 -10
1.1	Einführung .....	1
1.2	Statisches System.....	1
1.3	Baustoffe.....	5
1.4	Querschnitte.....	6
2	Einwirkungen.....	1 -10
2.1	Eigengewicht der Konstruktion .....	1
2.2	Zusatzeigengewicht .....	2
2.3	Erddruck aus Bodeneigengewicht / Hinterfüllung.....	2
2.4	Erddruck aus Bodeneigengewicht / Anschüttung .....	5
2.5	Verkehr .....	6
2.6	Baugrundsetzungen.....	8
2.7	Temperatur.....	8
2.8	Wind .....	10
2.9	Schnee.....	10
3	Schnittgrößen.....	1 -19
3.1	Schnittgrößen der Grundlastfälle .....	1

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

3.1.1	Eigengewicht der Konstruktion .....	1
3.1.2	Ständige Einwirkungen.....	4
3.1.3	Grenzschnittgrößen aus Verkehr .....	7
3.1.4	Grenzschnittgrößen aus Temperatur und mobilisiertem Erddruck.....	10
3.2	Einwirkungskombinationen für den GZG .....	13
3.3	Einwirkungskombinationen für den GZT.....	15
3.4	Einwirkungskombinationen für Nachweise nach DIN 1054 .....	17
3.5	Lastfallindizierung für die Schnittgrößenermittlung .....	18-19
4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) .....	1 - 5
4.1	Belastung des Baugrunds.....	1
4.2	Biegung mit Längskraft .....	3
4.3	Querkraft.....	5
5	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG).....	1 - 6
5.1	Spannungsbegrenzungen im Gebrauchszustand.....	1
5.2	Begrenzung der Rissbreite .....	4
5.2.1	Nachweisbedingungen .....	4
5.2.2	Mindestoberflächenbewehrung.....	4
5.2.3	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwang.....	4
5.2.4	Begrenzung der Rissbreite unter Last .....	5 - 6
6	Bauliche Durchbildung .....	1

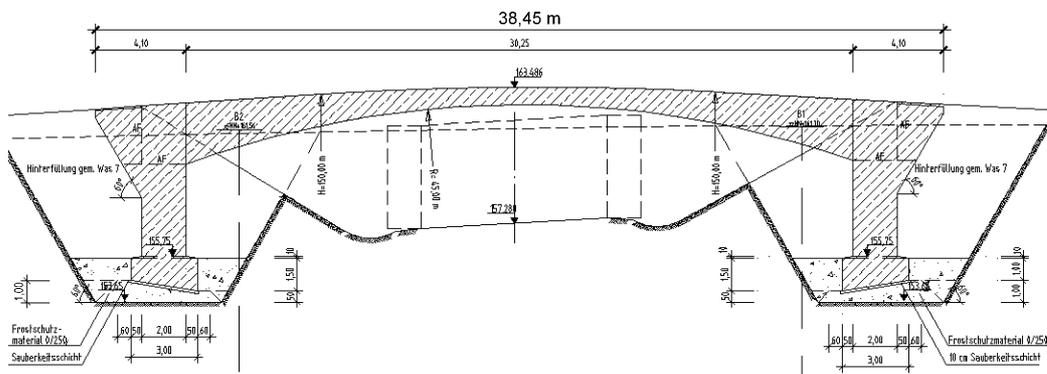
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.:	03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.:	5519 571

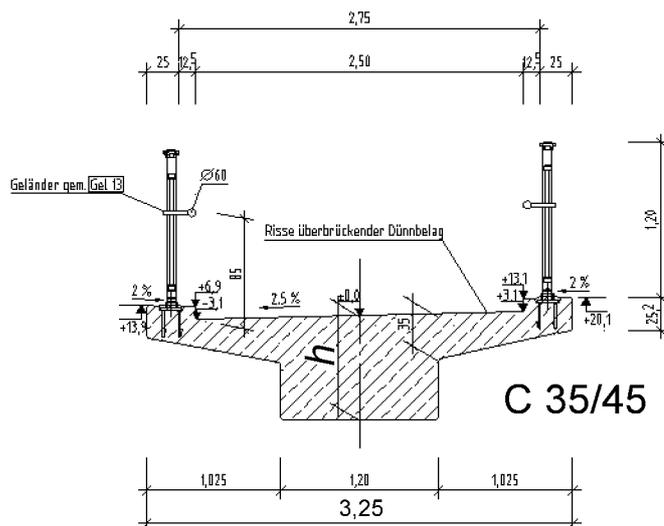
## II Bauwerk

### 1 Bauwerksbeschreibung

Die B 457 kreuzt i. Z. d. Ortsumgehung Hungen bei km 2+209,862 einen Fuß- und Radweg. Das Überführungsbauwerk für den Fuß- und Radweg wird als einfeldriges, integrales Rahmenbauwerk mit einer lichten Weite von 30,25 m ausgeführt (Bild 1). Die Breite des Weges zwischen den Geländern beträgt 2,50 m, die Gesamtbreite des Überbaus beträgt 3,25 m (Bild 2). Die Achse des Fuß- und Radweges verläuft im Grundriss gerade, im Höhenplan liegt eine Kuppe mit  $H = 150$  m im Bauwerksbereich. Der Hochpunkt und Tangentenschnittpunkt liegen nahe der Bauwerksmitte. Die Querneigung beträgt 2,5 %.



**Bild 1** Ansicht



**Bild 2** Querschnitt

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Der Überbau besitzt einen Plattenbalkenquerschnitt mit 1,20 m Stegbreite und einer Konstruktionshöhe von 0,80 m in Feldmitte bis 2,743 m an den Widerlagern. Die Widerlager mit Recheckquerschnitt besitzen eine Breite von 2,50 m und sind flach gegründet. Überbau und Widerlager sind monolithisch verbunden und wirken zusammen als Rahmen.

## 2 Umweltbedingungen, Baustoffangaben und Anforderungsklasse

Das Bauwerk ist Umweltbedingungen ausgesetzt, die durch das Mittelgebirgsklima sowie durch den Einsatz von Taumitteln auf dem Fuß- und Radweg geprägt sind. Die Konstruktion erhält nur einen rissüberbrückenden Dünnbelag, der bei der Einstufung des Überbaubetons nicht berücksichtigt wird. Gemäß DIN-Fachbericht 100 und ZTV-ING sind die einzelnen Betonbauteile den Expositionsklassen nach Tabelle 1 zuzuordnen.

**Tabelle 1** Expositionsklassen für Betonbauteile nach DIN-Fachbericht 100

Bauteil	Expositionsklasse(n)
Überbau mit direktem Taumittelangriff einschl. Oberkante der Widerlager (Einstufung wie Kappen)	XC4, XD3, XF4
Widerlager, sichtbare Seitenflächen	XC4, XD1, XF2
Widerlager, ab 80 cm unter GOK (frostfrei)	XC2, XD1
Fundamente (frostfrei)	XC2
Sauberkeitsschicht	X0

Die zugehörigen Grenzwerte für die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Festbetons sind im allgemeinen DIN-Fachbericht 100, Anhang F zu entnehmen. Die ergänzenden Regelungen in ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 1 sind zu beachten.

Die Klassifizierung der Nachweisbedingungen von Betonbauteilen gemäß FB 102, 4.4.0.3 und ARS 11/2003, Anlage Abs. (2) wird vom Bauherrn durch Festlegung der in Tabelle 2 genannten Anforderungsklassen geregelt. Als Stahlbetonbauwerk ist die Anforderungsklasse D zutreffend. In Tabelle 2 sind die „Baustoffkennwerte“ zusammengefasst.

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

**Tabelle 2** Baustoffangaben und Anforderungsklasse

Bauteil	Expositions- klasse(n)	Beton	Betonstahl (hochduktil)	Spannstahl	Anfor- derungs- klasse
Überbau	XC4, XD3, XF4	C 35/45	BSt 500 S	–	<b>D</b>
Widerlager	XC4, XD1, XF2	C 30/37	BSt 500 S		
Fundament	XC2	C 30/37 <sup>1)</sup>	BSt 500 S		
Sauberkeitssch.	X0	C 12/15	–		
Vorspannung	entfällt				

<sup>1)</sup> über die Anforderungen von FB 100, Anhang F und ZTV-ING hinaus

Für den Bauzustand ist entsprechend ARS 11/2003, Anlage Abs. (3) dieselbe Anforderungsklasse wie im Endzustand zugrunde zu legen.

Für den Überbaubeton ist im Rahmen der Erstprüfung der statische  $E$ -Modul zu bestimmen. Das Ergebnis der  $E$ -Modul Prüfung nach DIN 1048-5 entspricht dem Tangentenmodul  $E_{c0}$  im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie nach FB 102 (siehe auch DAfStb-Heft 525). Bei nennenswerten Abweichungen vom Erwartungswert  $E_{c0,m}$  nach Kapitel 1 ist der Einfluss des abweichenden  $E$ -Moduls auf die Schnittgrößenverteilung und ggf. Bemessung zu verfolgen.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### III Technische Vorschriften, Gutachten, Literatur, Programmbeschreibungen

#### 1 Technische Vorschriften

Für die Berechnung des Bauwerks werden die folgenden, mit den ARS 8/2003 bis 11/2003 eingeführten DIN-Fachberichte (FB) zugrunde gelegt. Die eingeführte Ausgabe der DIN-Fachberichte 101 und 102 unterscheidet sich inhaltlich erheblich von der ersten Auflage aus dem Jahr 2001. Die zugehörigen ARS, die nachfolgend ebenfalls genannt sind, enthalten maßgebende Änderungen und Ergänzungen zu den DIN-Fachberichten.

ARS 8/2003 zur Umstellung auf europäische Regelungen im Brücken- und Ingenieurbau

DIN-Fachbericht 100: Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2. DIN (Hrsg.), Beuth, Berlin, 1. Auflage 2001, sowie

ARS 9/2003 zu DIN-Fachbericht 100

DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. DIN (Hrsg.), Beuth, Berlin, 2. Auflage 2003, sowie

ARS 10/2003 zu DIN-Fachbericht 101

DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. DIN (Hrsg.), Beuth, Berlin, 2. Auflage 2003, sowie

ARS 11/2003 zu DIN-Fachbericht 102

als Ersatz u. a. für:

DIN 1045 Beton- und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung, Ausgabe 07.88, ARS 12/1989

DIN 1072 Straßen- und Wegebrücken: Lastannahmen, Ausgabe 12.85 (einschließlich Beiblatt 1)

DIN 1075 Betonbrücken: Bemessung und Ausführung. Ausgabe 04.81

DIN 4227-1 Spannbeton. Ausgabe 07.88, ARS 10/1990, 14/1996

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Sinngemäß werden im Ausnahmefall weiterhin eingeführte technische Baubestimmungen auf der Basis des Sicherheitskonzeptes mit globalem Sicherheitsbeiwert verwendet, sofern in den o. g. Bestimmungen entsprechende Regelungen noch nicht oder nur unvollständig enthalten sind. Ein Verzeichnis der gültigen Normen und sonstigen Technischen Regelwerke enthält ZTV-ING Teil 10. Betroffen sind u. a. folgende Normen und Richtlinien:

DIN 1054     Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau  
                  Ausgabe November 1976

DIN 4421     Traggerüste einschließlich Anwendungsrichtlinie zu DIN 18800 neu

## 2     Besondere Zulassungen

Felsanker:             –  
Spannverfahren:       –  
Schraubmuffen:       –  
Ankerschienen:       –  
Transportanker:       –  
Schalungsträger:     *NN*

## 3     Gutachten

Bodengutachten ESB 256/03/1 der Baustoff- und Bodenprüfstelle Wetzlar vom 16.01.2003.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen Seite:	
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

#### 4 Literaturhinweise

- [1] *Graubner C.-A. und Zink, M.:* Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken. Bericht für das Hessische Langesamt für Straßen- und Verkehrswesen vom 15.10.2003. Diese Musterberechnung ist als Anlage 1 Teil von [1]
- [2] Forschungsgruppe für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau: Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke. Ausgabe 1994. FGSV Heft 525, Juli 1994
- [3] *Pötzl, M., Schlaich, J. und Schäfer, K.:* Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken. DAFStb (Hersg.), Heft 461 der Schriftenreihe. Beuth, Berlin 1996.
- [4] *Zilch, K. und Rogge, A.:* Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1 – Teil I. Betonkalender 2001, Band 1. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001

#### 5 Programmbeschreibung

Die Berechnung des Bauwerks wurde mit den Stabstatikmodulen der SOFiSTiK Aktiengesellschaft durchgeführt. Folgende wesentlichen Programme wurden dabei verwendet:

AQUA	Version 11.07 (99)
GENF	Version 10.37
STAR2	Version 11.27
MAXIMA	Version 11.51
AQB	Version 11.01

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## **IV Abweichungen und Ergänzungen zu den Vorschriften einschl. Erläuterungen**

Die in Block III aufgeführten Vorschriften und Regelungen geben eine ausreichende Bemessungsgrundlage.

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## V Gesamtbauwerk

### 1 Berechnungsgrundlagen

#### 1.1 Einführung

Die Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 i. Z. d. Ortsumgehung Hungen wird als integrales Bauwerk ausgeführt. Die vorliegende Musterberechnung dient als Vorstatik zum Bauwerksentwurf. Die Ausführbarkeit des Bauwerks sowie die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Berechnung integraler Bauwerke werden gezeigt. Dazu sind die maßgebenden Nachweise in knapper, praxisbezogener Form zusammengestellt. Im Rahmen der Vorstatik werden nur die maßgebenden Schnitte nachgewiesen. Nachweise in den Bauzuständen sind nicht Gegenstand dieser Vorstatik. Die Bauzustände einschließlich der Herstellung der Hinterfüllung sind im Rahmen der Ausführungsstatik nachzuweisen.

#### 1.2 Statisches System

Integrale Bauwerke müssen als Gesamttragwerk abgebildet werden. Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund ist realitätsnah auf der Grundlage charakteristischer Baugrundkenngrößen zu erfassen. Nach [1], [2] wird die Wirkung der Hinterfüllung über den Ansatz des mobilisierten Erddrucks erfasst. Die zugehörigen Ansätze werden in den Abschnitten V.2.3 und V.2.4 als Einwirkungen behandelt. Die Nachgiebigkeit der Gründung wird über Bodenfedern abgebildet.

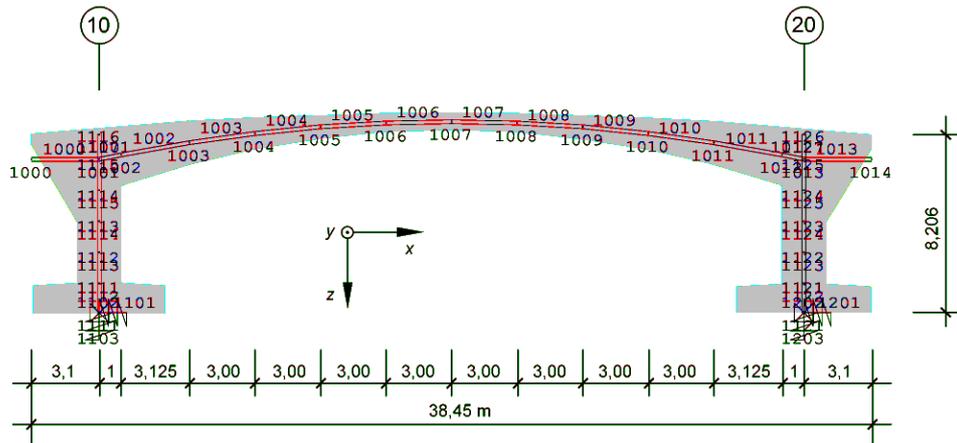
Im statischen System wird der in der Ansicht gekrümmte Schwerachsenverlauf des Überbaus berücksichtigt. Die geringfügig ausmittige Lage des Hochpunktes wird bei der Abbildung vernachlässigt. Das System kann damit näherungsweise als symmetrisch zur Bauwerksmitte abgebildet werden.

Der Überbau zwischen den Widerlagern wird in 10 Stäbe Nr. 1002 bis 1011 unterteilt (Bild 1.1). Die anschließenden Stäbe 1000, 1001, 1012 und 1013 dienen als Koppelstäbe und zum Aufnehmen von Lasten auf den Überbau.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Die Widerlagerwände werden als vertikale Stäbe 1111-1116 bzw. 1121 bis 1126 ausgehend vom Schwerpunkt der Aufstandsfläche abgebildet. Die Stäbe 1116 und 1126 dienen dabei nur zur Aufnahme von Erdrucklasten aus der Hinterfüllung. Die grau angelegte Fläche in Bild 1.1 zeigt die tatsächlichen Bauwerksaußenkanten.



**Bild 1.1** Statisches System, Ansicht

Folgende Knoten werden benötigt (Auszug der Eingabe für Programm GENF):

\$	PKT	X [M]	Y [M]	Z [M]	
KNOT	1000	36.070	0.0	-161.467	
	1001	39.170	0.0	-161.467	\$ Überbau Achse 10
	1002	40.170	0.0	-161.670	
	1003	43.295	0.0	-162.229	
	1004	46.295	0.0	-162.654	
	1005	49.295	0.0	-162.961	
	1006	52.295	0.0	-163.139	
	1007	55.295	0.0	-163.197	\$ Feldmitte
	1008	58.295	0.0	-163.139	
	1009	61.295	0.0	-162.961	
	1010	64.295	0.0	-162.654	
	1011	67.295	0.0	-162.229	
	1012	70.420	0.0	-161.670	
	1013	71.420	0.0	-161.467	\$ Überbau Achse 20
	1014	74.520	0.0	-161.467	

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.: 5519 571

§	PKT	X [M]	Y [M]	Z [M]	
§ Widerlager Achse 10					
	1111	39.170	0.0	-154.400	\$ Tiefe = 8.206 m
	1112	39.170	0.0	-155.750	\$ Tiefe = 6.856 m
	1113	39.170	0.0	-157.180	\$ Tiefe = 5.426 m
	1114	39.170	0.0	-158.609	\$ Tiefe = 3.998 m
	1115	39.170	0.0	-160.038	\$ Tiefe = 2.568 m
§	1001	39.170	0.0	-161.467	\$ Tiefe = 1.139 m
	1117	39.170	0.0	-162.606	\$ Tiefe = 0.0 m
§ Widerlager Achse 20					
	1121	71.420	0.0	-154.400	\$ Tiefe = 8.206 m
	1122	71.420	0.0	-155.750	\$ Tiefe = 6.856 m
	1123	71.420	0.0	-157.180	\$ Tiefe = 5.426 m
	1124	71.420	0.0	-158.609	\$ Tiefe = 3.998 m
	1125	71.420	0.0	-160.038	\$ Tiefe = 2.568 m
§	1013	71.420	0.0	-161.467	\$ Tiefe = 1.139 m
	1127	71.420	0.0	-162.606	\$ Tiefe = 0.0 m

Die Knoten 1111 und 1121 werden durch Federn gehalten, welche die Nachgiebigkeit des Baugrundes realitätsnah abbilden. Im Baugrundgutachten (siehe Kapitel III) sind hierfür folgende Kenngrößen zu finden:

Steifemodul	$E_s = 120 \text{ MN/m}^2$	(= $E_{s,inf}$ )	
zulässige Sohlnormalspannung zul.	$\sigma_s$	=	350 KN/m <sup>2</sup>
Sohlreibungswinkel	$\delta_s$	=	37°

Die Steifeziffer wird als unterer charakteristischer Wert  $E_{s,inf}$  in die Berechnung eingeführt. Zur Ermittlung des Widerstandes gegen Fundamentverdrehung wird als Obergrenze  $E_{s,sup} = 5 \cdot E_{s,inf} = 1750 \text{ MN/m}^2$  eingeführt. Daraus ergeben sich folgende Drehfederkonstanten:

$$c_\varphi = \frac{a \cdot b^2 \cdot E_s}{f_\alpha \cdot (1 - \nu^2)}$$

$$c_{\varphi,inf} = \frac{6,0 \cdot 3,0^2 \cdot 120 \cdot 10^3 \text{ kNm}}{5,093} = 1,27 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

$$c_{\varphi,sup} = \frac{6,0 \cdot 3,0^2 \cdot 600 \cdot 10^3 \text{ kNm}}{5,093} = 6,35 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

$$c_{\varphi,\text{sup}} - c_{\varphi,\text{inf}} = 5,08 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

mit:  $a = 6,0 \text{ m}$

$$b = 3,0 \text{ m}$$

$$\nu \approx 0$$

$$f_{\alpha} = \frac{5,73}{1 + \frac{b}{4 \cdot a}} = 5,093$$

Die Vertikalfedern werden unter der Annahme abgebildet, dass bei Ausnutzung der zulässigen Sohlnormalspannung auf der gesamten Gründungsfläche eine Setzung von max. 3,0 cm möglich ist. Als untere Grenze wird eine Setzung von 6 mm angenommen. Damit ergeben sich folgende Vertikalfedern:

$$c_{fz,\text{inf}} = \frac{3 \cdot 6 \cdot 350 \text{ kN}}{0,030 \text{ m}} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$c_{fz,\text{sup}} = \frac{3 \cdot 6 \cdot 350 \text{ kN}}{0,006 \text{ m}} = 10,5 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$c_{fz,\text{sup}} - c_{fz,\text{inf}} = 8,4 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

In Brückenlängsrichtung wird überschlägig die Hälfte der vertikalen Federsteifigkeit  $c_{fz}$  angesetzt. Für die dort ermittelten Auflagerkräfte muss später der Nachweis gegen Gleiten nach DIN 1054 geführt werden (siehe Block V.4).

$$c_{fx,\text{inf}} = 0,5 \cdot c_{fz,\text{inf}} = 1,05 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$c_{fx,\text{sup}} = 0,5 \cdot c_{fz,\text{sup}} = 5,25 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$c_{fx,\text{sup}} - c_{fx,\text{inf}} = 4,20 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

Im Programm wird nur ein Gesamtsystem gerechnet. Die weiche Lagerung  $c_{fz,\text{inf}}$ ,  $c_{fx,\text{inf}}$  und  $c_{\varphi,\text{inf}}$  werden deshalb als ständig vorhandene Federn modelliert. Wie alle Stäbe werden die der Elementgruppe 1 zugeordnet. Die Differenzsteifigkeit zu den steifen Federn  $c_{fz,\text{sup}}$ ,  $c_{fx,\text{sup}}$  und  $c_{\varphi,\text{sup}}$  wird über parallele Federn mit der 4-fachen Steifigkeit der weichen Federn als eigene

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Elementgruppe 2 definiert. Sie kann bei der Schnittgrößenermittlung wahlweise aktiviert oder deaktiviert werden. Die zugehörige Programmeingabe für GENF lautet (Auszug):

```
FEDE  1101  1111  DX  1.0  CP  1.05E5  CM  1.0E12  $ Gründung Achse 10
      1102  1111  DY  1.0  CP  1.0E12  CM  1.27E6  $ Kinf
      1103  1111  DZ  1.0  CP  2.1E5      $
      1201  1121  DX  1.0  CP  1.05E5  CM  1.0E12  $ Gründung Achse 20
      1202  1121  DY  1.0  CP  1.0E12  CM  1.27E6  $ Kinf
      1203  1121  DZ  1.0  CP  2.1E5      $
$
      2101  1111  DX  1.0  CP  4.20E5      $ Gründung Achse 10
      2102  1111  DY  1.0      CM  5.08E6  $ Ksup-Kinf
      2103  1111  DZ  1.0  CP  8.4E5      $
      2201  1121  DX  1.0  CP  4.20E5      $ Gründung Achse 20
      2202  1121  DY  1.0      CM  5.08E6  $ Ksup-Kinf
      2203  1121  DZ  1.0  CP  8.4E5      $
```

### 1.3 Baustoffe

Für die Definition der Querschnitte im statischen System werden die Baustoffangaben aus Kapitel II benötigt. Folgende Baustoffe nach DIN-Fachbericht 100 und DIN-Fachbericht 102 werden benötigt:

Beton:	C 30/37	SOFiSTiK:	BETO 3	C 30
	C 35/45		BETO 4	C 35
Bewehrung:	BSt 500 S hochduktil		STAHL 5	BST 500SB

Die Spannungs-Dehnungslinien und die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte sind programmintern gemäß DIN-Fachbericht 102 vorgelegt.

Die Werte für den E-Modul werden gemäß DIN-Fachbericht 102, (Gl. 3.5) als Mittelwert  $E_{c0m}$  für die jeweilige Festigkeitsklasse angesetzt. Die Rechenfestigkeit des Betons, die im Programm mit  $f_c$  bezeichnet wird, beinhaltet den Dauerstandsfaktor  $\alpha$ , so dass programmintern bei der Bemessung  $f_{cd} = f_c / \gamma_M$  gerechnet werden kann (mit  $f_c = \alpha f_{ck}$ ).

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen	
Vorgang:		Seite:	

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Datensätze aus der Materialdefinition (Auszug der Ausgabedatei von AQUA):

MATERIALIEN

Nr. 3 C 30/37 (DIN 1045-1, DIN-Fachbericht 102)

Elastizitätsmodul	E	31939	[MPa]	Material-Sicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	m	0.20	[-]	Rechenfestigkeit fc	25.50	[MPa]
Schubmodul	G	13308	[MPa]	Nennfestigkeit fck	30.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	17744	[MPa]	Zugfestigkeit fctm	2.90	[MPa]
Wichte	g	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit fctk	2.03	[MPa]
Wichte Auftrieb	g'	0.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit fctk	3.77	[MPa]
Temperaturkoeffiz.	a	1.00E-05	[1/K]			

Nr. 4 C 35/45 (DIN 1045-1, DIN-Fachbericht 102)

Elastizitätsmodul	E	33282	[MPa]	Material-Sicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	m	0.20	[-]	Rechenfestigkeit fc	29.75	[MPa]
Schubmodul	G	13868	[MPa]	Nennfestigkeit fck	35.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	18490	[MPa]	Zugfestigkeit fctm	3.21	[MPa]
Wichte	g	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit fctk	2.25	[MPa]
Wichte Auftrieb	g'	0.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit fctk	4.17	[MPa]
Temperaturkoeffiz.	a	1.00E-05	[1/K]			

Nr. 5 BST 500 SB (DIN 1045-1, DIN-Fachbericht 102)

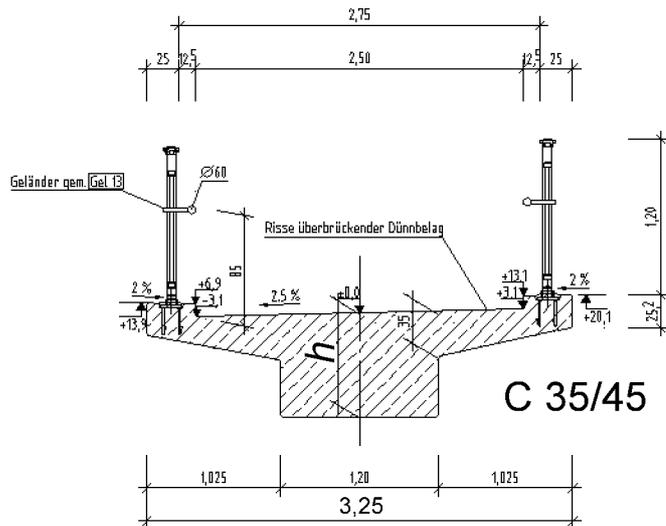
Elastizitätsmodul	E	200000	[MPa]	Material-Sicherheit	1.15	[-]
Querdehnzahl	m	0.30	[-]	Fließgrenze fy	500.00	[MPa]
Schubmodul	G	76923	[MPa]	Zugfestigk. ft	550.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	166667	[MPa]	Bruchdehnung	50.00	[o/oo]
Wichte	g	78.5	[kN/m3]	Relaxation bei .55ft	0.00	[-]
Wichte Auftrieb	g'	0.0	[kN/m3]	Relaxation bei .70ft	0.00	[-]
Temperaturkoeffiz.	a	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ	200.00	[-]
				Verbundwert k1 (EC2)	0.80	[-]
				Verfestigungs-Modul	0.00	[MPa]

## 1.4 Querschnitte

Die Überbauquerschnitte werden als polygonale Querschnitte abgebildet. Dabei wird die Querneigung vernachlässigt. Die 10 cm hohe Aufkantung am Rand wird dagegen abgebildet. Entsprechend der Stabteilung nach Bild 1.1 werden insgesamt 7 Überbauquerschnitte benötigt. Die zugehörigen Querschnittshöhen sind in Tabelle 1.1 zusammengefasst. Die Widerlager erhalten Rechteckquerschnitte mit den jeweils zutreffenden Abmessungen.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen	
Vorgang:		Seite:	

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



**Bild 1.2** Statisches System, Ansicht

**Tabelle 1.1** Querschnittshöhen Überbau

Querschnitt	$h$ [m]	Anmerkung
1	0,800	Feldmitte
2	0,870	3,0 m von Feldmitte
3	1,080	6,0 m von Feldmitte
4	1,434	9,0 m von Feldmitte
5	1,965	12,0 m von Feldmitte
6	2,743	Anschnitt Widerlager
7	3,041	Achse Widerlager (fiktiv)

Die wichtigsten Querschnittswerte sind im folgenden Auszug der Ausgabedatei von AQUA zu finden. Bild 1.3 zeigt das Gesamtsystem mit Querschnitten, Federn und Knotennummern.

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

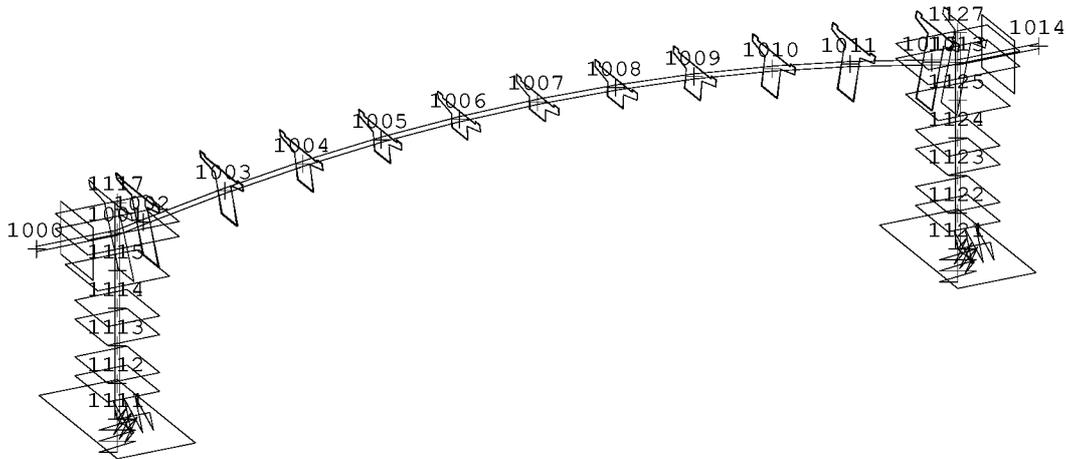
Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

QUERSCHNITTSWERTE ÜBERSICHT

Nr	MNr MBw	A [m <sup>2</sup> ] It [m <sup>4</sup> ]	Ay/Az/Ayz [m <sup>2</sup> ]	Iy/Iz/Iyz [m <sup>4</sup> ]	ys/zs [m]	y/z-smp [m]	E/G-Modul [MPa]	gam [kN/m]
1	4	1.5496E+00		8.791E-02	0.000	0.000	33282	38.74
	5	1.468E-01		8.758E-01	0.289	0.371	13868	
2	4	1.6336E+00		1.117E-01	0.000	0.000	33282	40.84
	5	1.735E-01		8.859E-01	0.317	0.387	13868	
3	4	1.8856E+00		2.070E-01	0.000	0.000	33282	47.14
	5	2.641E-01		9.161E-01	0.405	0.429	13868	
4	4	2.3104E+00		4.630E-01	0.000	0.000	33282	57.76
	5	4.412E-01		9.671E-01	0.562	0.492	13868	
5	4	2.9476E+00		1.124E+00	0.000	0.000	33282	73.69
	5	7.334E-01		1.044E+00	0.808	0.590	13868	
6	4	3.8812E+00		2.867E+00	0.000	0.000	33282	97.03
	5	1.178E+00		1.156E+00	1.180	0.763	13868	
7	4	4.2387E+00		3.829E+00	0.000	0.000	33282	105.97
	5	1.349E+00		1.199E+00	1.324	0.840	13868	
8	=	B/H/B0/H0/200/250/		cm				
	=	(D-As 8 / 8 cm)						
	3	5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	31939	125.00
	5	3.420E+00		2.604E+00	0.000	0.000	13308	
9	=	B/H/B0/H0/275/250/		cm				
	=	(D-As 8 / 8 cm)						
	3	6.8750E+00		4.333E+00	0.000	0.000	31939	171.88
	5	6.548E+00		3.581E+00	0.000	0.000	13308	
10	=	B/H/B0/H0/350/250/		cm				
	=	(D-As 8 / 8 cm)						
	3	8.7500E+00		8.932E+00	0.000	0.000	31939	218.75
	5	1.017E+01		4.557E+00	0.000	0.000	13308	
11	=	B/H/B0/H0/300/600/		cm				
	=	(D-As 8 / 8 cm)						
	3	1.8000E+01		1.350E+01	0.000	0.000	31939	450.00
	5	3.710E+01		5.400E+01	0.000	0.000	13308	

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



**Bild 1.3** Statisches System mit Querschnitten, Isometrie

Als Ausgangswert für die Bemessung in den Grenzzuständen wird eine Grundbewehrung vorgesehen. Sie entspricht der Mindestbewehrung nach DIN-Fachbericht 102, Tabelle 5.7, wobei  $\min a_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\phi 10 - 20$ ) nicht unterschritten werden darf. Eine Mindestoberflächenbewehrung über  $\min a_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\phi 16 - 15$ ) wird auch bei den dicken Widerlagerquerschnitten nicht vorgesehen (Tabelle 1.3). Der Abstand der Bewehrung vom Querschnittsrand wird einheitlich mit 8,0 cm angenommen (Tabelle 1.2).

**Tabelle 1.2** Betondeckung

Bauteil	min $c$	nom $c$	$h - d$
Rahmen			
nicht erdberührte Flächen	4,0 cm	4,5 cm	8,0 cm
erdberührte Flächen	5,0 cm	5,5 cm	8,0 cm

Die Mindestschubbewehrung wird nach DIN-Fachbericht 102, II-5.4.2.2 (4) P für allgemeine Querschnitte berechnet (Tabelle 1.4):

$$\min \rho_w = 1,0 \cdot \min \rho$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

**Tabelle 1.3** Mindestbewehrung für den oberen und unteren Querschnittsrand

Querschnitt	$h$ [m]	$\min \rho$ [%]	$b_w$ [m]	$\min A_{s,u}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\min A_{s,o}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	0,800	0,102	1,20	9,8	9,8
2	0,870	0,102	1,20	10,7	10,7
3	1,080	0,102	1,20	13,2	13,2
4	1,434	0,102	1,20	17,6	17,6
5	1,965	0,102	1,20	24,1	24,1
6	2,743	0,102	1,20	33,5	33,5
7	3,041	0,102	1,20	33,5	33,5
8	2,000	0,093	2,50	33,5	33,5
9	2,750	0,093	2,50	33,5	33,5
10	3,500	0,093	2,50	33,5	33,5

**Tabelle 1.4** Mindestquerkraftbewehrung

Querschnitt	$b_w$ [m]	$\min \rho_w$ [%]	$\min a_{s,w}$ [cm <sup>2</sup> /m]
1 - 7	1,20	0,102	12,24
8 - 10	2,50	0,093	23,25

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## 2 Einwirkungen

### 2.1 Eigengewicht der Konstruktion

Für den Beton wird ein Eigengewicht von  $25 \text{ kN/m}^3$  zugrundegelegt. Damit ergeben sich folgende Lasten für den Überbau:

```

LF      1  1.0  0. 0. 0.  G1
$ mit: g1,a  Eigenlast in [kN/m] am Stabanfang
$      g1,e  Eigenlast in [kN/m] am Stabende
$      Stab      Typ      g1,a  g1,e
TL 1002          PZ      97.03 73.69
    1003          PZ      76.69 57.76
    1004          PZ      57.76 47.14
    1005          PZ      47.14 40.84
    1006          PZ      40.84 38.74
    1007          PZ      38.74 40.84
    1008          PZ      40.84 47.14
    1009          PZ      47.14 57.76
    1010          PZ      57.76 73.69
    1011          PZ      73.69 97.03

```

Für die Wände ergeben sich folgende Lasten, wobei die auskragenden Teile der Widerlager als Einzellasten von je  $G = 288,8 \text{ kN}$  eingegeben werden, die bezogen auf die Wandachse einen Hebelarm von  $e_y = 1,763 \text{ m}$  haben.

```

TL 1111          PZ      450.0 450.0          $ Wand 10
    1112          PZ      125.0 125.0
    1113          PZ      125.0 125.0
    1114          PZ      125.0 125.0
    1115          PZ      125.0 125.0
    1116          PZ      125.0 125.0
    1121          PZ      450.0 450.0          $ Wand 20
    1122          PZ      125.0 125.0
    1123          PZ      125.0 125.0
    1124          PZ      125.0 125.0
    1125          PZ      125.0 125.0
    1126          PZ      125.0 125.0
KL 1001          PZ      288.8          $ Auskragung 10
    1001          MY      509.2
    1013          PZ      288.8          $ Auskragung 20
    1013          MY     -509.2

```

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Das Eigengewicht der Konstruktion wird unter LF 1 für die weiche Gründung und LF 101 für die steife Gründung berechnet. Bei den nachfolgenden Lastfällen wird analog verfahren.

## 2.2 Zusatzeigengewicht

Für die Geländer wird ein Zusatzeigengewicht von  $g_2 = 2,0 \text{ kN/m}$  angesetzt. Die zugehörigen Schnittgrößen werden unter LF 2 (weiche Gründung) und LF 102 (steife Gründung) berechnet.

## 2.3 Erddruck aus Bodeneigengewicht / Hinterfüllung

Die Baugrundeigenschaften hat der Bodengutachter beschrieben (siehe III.3). Für die Hinterfüllung werden typische Kenngrößen angenommen [1]. Ausgeführt wird die im Bodengutachten beschriebene Flachgründung auf Bodenaustausch. Der Steifemodul für die Ermittlung der Verformungen der Gründungssohle wird mit  $E_{s,k} = 120 \text{ MN/m}^2$  angegeben (siehe auch V.1.2). Die wichtigsten Kenngrößen sind in Tabelle 2.1 zusammengestellt.

**Tabelle 2.1** Baugrundannahmen nach DIN 1054

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [ ° ]	$\delta$ [ ° ]	$\tan \delta_{S,k}$ [ - ]	$E_a, E_0, E_p$ [ - ]	$\sigma_{zul}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fundamente	20	–	–	0,75	$k_{s,max}$ $k_{s,min}$	350	0
Hinterfüllung nach Was 7	19	35	0 $\frac{2}{3} \phi'$	–	$E_{mob}(s_h)$	–	0

Als integrale Brücke ist das Bauwerk zwischen die anschließenden Dämme eingebettet. Durch die zyklischen Längenänderungen des Überbaus infolge Temperatur treten wiederholt horizontale Verschiebungen der Widerlager auf, die eine Verdichtung der Hinterfüllbereiche bewirken. Dieser Effekt wird entsprechend dem „Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke“ [2] durch die Ermittlung des mobilisierten Erddrucks erfasst.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Ausgehend vom Erdruchdruck  $E_0(z)$  wird in Abhängigkeit von der Wandverschiebung  $s_h(z)$  der mobilisierte Erddruck getrennt für positive (luftseitige) und negative (erdseitige) Wandbewegungen ermittelt. Als Verschiebungsfigur wird eine Drehung der Widerlager um die Mitte der Gründungsfläche angenommen. Die maximale Kopfverschiebung ergibt sich aus der Längenänderung des Überbaus infolge Temperaturänderung  $\Delta T_N = \pm 27 \text{ K}$  (siehe Abschnitt V.2.7). Die Zwischenwerte können linear interpoliert werden. Die benötigten Erddruckbeiwerte sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

**Tabelle 2.2** Grenzwerte des Erddruckbeiwertes für drainierte Hinterfüllung mit  $\phi' = 35^\circ$

$\phi' = 35^\circ$		$\delta_a$ [°]	$\tan \delta_{s,k}$ [-]	$K$ [-]	Gleitfläche
Aktiver Erddruck	$K_a$	0	0	0,27	eben nach <i>Culmann</i>
Erdruchdruck	$K_0$	0	0	0,43	eben nach <i>Culmann</i>
Passiver Erddruck	$K_{ph}$	$-2/3 \cdot \phi'$	-0,43	7,59	gekrümmt nach <i>Caquot / Kérisel</i>

$$e_{h,mob}(z) = K_{h,mob}(s_h/z) \cdot \gamma \cdot z$$

Für die aktive Mobilisierung gilt dabei ausgehend vom Erdruchdruck [2]:

$$K_{a,mob}(z) = K_0 - (K_0 - K_{ah}) \cdot \frac{s_h/z}{b + s_h/z}$$

Für die passive Mobilisierung gilt entsprechend [2]:

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_h/z}{a + s_h/z}$$

mit:  $a = 0,01$  [1]

$b = a/10 = 0,001$  [2]

$\max s_h = 27 \text{ K} \cdot 38,45 \text{ m} / 2 \cdot 1,0 \cdot 10^{-6} / \text{K} = 0,0052 \text{ m}$  für:  $\Delta T_{N,neg} = -27 \text{ K}$

$\min s_h = -27 \text{ K} \cdot 38,45 \text{ m} / 2 \cdot 1,0 \cdot 10^{-6} / \text{K} = -0,0052 \text{ m}$  für:  $\Delta T_{N,pos} = 27 \text{ K}$

Für positive Wandverschiebungen wird sehr schnell der aktive Erddruck erreicht. Deshalb wird vereinfachend der aktive Erddruck als unterer Grenzwert angesetzt. In Tabelle 2.3 sind die wichtigsten Erddruckwerte für die Hinterfüllung zusammengestellt.

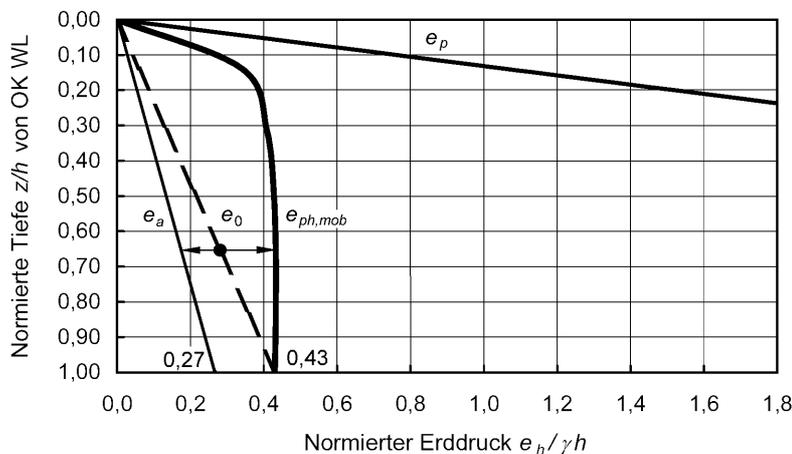
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

**Tabelle 2.3** Erddruck aus der Hinterfüllung

$z$ [m]	$z/h$ [-]	$v(z)$ [m]	$v(z)/z$ [‰]	$K_{mob}$ [-]	$e_a$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{mob}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_a - e_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{mob} - e_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0	0,0052	–	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,139	0,14	0,0045	3,92	2,45	5,8	53,0	-3,5	9,3	43,7
2,568	0,31	0,0036	1,39	1,30	13,2	63,6	-7,8	21,0	42,6
3,998	0,49	0,0027	0,67	0,88	20,5	66,6	-12,2	32,7	33,9
5,426	0,66	0,0018	0,32	0,65	27,8	67,5	-16,5	44,3	23,2
6,856	0,84	0,0009	0,13	0,52	35,2	67,5	-20,8	56,0	11,5
8,206	1,00	0	0	0,43	42,1	67,0	-24,9	67,0	0,0

Bild 2.1 gibt den Verlauf des Erddrucks aus Hinterfüllung für die betrachteten Grenzen wieder. Der Erddruck wird dabei auf die Wandhöhe  $h$  und die Wichte  $\gamma$  normiert.



**Bild 2.1** Normierter Erddruck  $e_{ph} / \gamma h = K_{ph,mob} \cdot z/h$  aus Hinterfüllung

Der Erdruheindruck  $e_0$  erdseitig wird unter LF 3 für die weiche Gründung und LF 103 für die steife Gründung berechnet. Die Differenz aus mobilisiertem passivem Erddruck zu Erdruheindruck  $e_{ph,mob} - e_0$  wird unter den Lastfällen 5 bzw. 105 berechnet. Sie gehört zur Erwärmung  $\Delta T_{N,pos}$ . Die Lastfälle 6 bzw. 106 enthalten die Schnittgrößen für die Differenz aus aktivem Erddruck (erdseitig) und Erdruheindruck  $e_a - e_0$ , die zu  $\Delta T_{N,neg}$  gehören.

## 2.4 Erddruck aus Bodeneigengewicht / Anschüttung

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Luftseitig sind die Widerlagerwände bis etwa zur Schwerachse des Überbaus eingeschüttet. Der Böschungswinkel beträgt  $\beta \approx 33,7^\circ$ . Der Böschungswinkel verhindert dabei den Aufbau großer passiver Erddruckkräfte. Der untere und der obere Grenzebeiwert für den Erddruck ergibt sich zu  $K_{agh} = 0,207$  bzw.  $K_{pgh} = 0,578$ . Der Ruhedruckbeiwert wird vereinfachend wie bei  $\beta = 0$  zu  $K_0 = 0,43$  angenommen. Die Wandbewegung reicht bei der geringen Differenz zwischen  $K_{pgh}$  und  $K_0$  nicht zu einer nennenswerten passiven Mobilisierung aus. Da die luftseitige Bewegung der Anschüttung nicht wesentlich behindert wird, ist unter ständigen Einwirkungen mit dem aktiven Erddruck zu rechnen. Für den Fall der Überbauverkürzung infolge  $\Delta T_{N,neg}$  wird mit Erdruhedruck gerechnet.

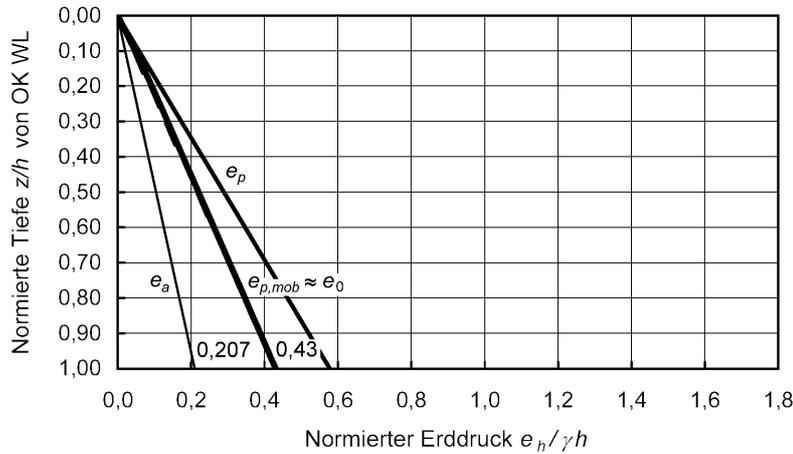
**Tabelle 2.4** Erddruck aus der Anschüttung (luftseitig)

$z$ [m]	$z/h$ [-]	$v(z)$ [m]	$v(z)/z$ [‰]	$K_{mob}$ [-]	$E_a$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ph,mob} \approx E_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ph,mob} - E_a$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0	0,0052	–	0	0,0	0,0	0,0
1,429	0,20	0,0041	2,90	0,46	5,6	11,7	6,1
2,859	0,40	0,0031	1,08	0,44	11,2	23,4	12,1
4,287	0,61	0,0020	0,48	0,44	16,9	35,0	18,2
5,717	0,81	0,0010	0,17	0,43	22,5	46,7	24,2
7,067	1,00	0	0	0,43	27,8	57,7	29,9

Der aktive Erddruck  $e_a$  luftseitig wird unter LF 4 für die weiche Gründung und LF 104 für die steife Gründung berechnet. Die Differenz aus mobilisiertem passivem Erddruck  $E_{ph,mob} \approx E_0$  zu aktiven Erddruck  $e_a$  wird unter den Lastfällen 7 bzw. 107 berechnet. Sie gehört zur Abkühlung  $\Delta T_{N,neg}$ .

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



**Bild 2.2** Normierter Erddruck  $e_h / \gamma h$  aus Anschüttung

## 2.5 Einwirkungen Verkehr

Als Ersatzlast für Fußgänger- und Radverkehr wird nach DIN-Fachbericht 101, II-5.3.2.1 (1) folgende gleichmäßig verteilte Last angesetzt:

$$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Für die Gehwegbreite  $b = 2,75 \text{ m}$  ergibt sich:

$$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,75 \text{ m} = 13,75 \text{ kN/m}$$

Auf die Abminderung nach II-5.3.2.1 (2) wird verzichtet. Für die Berechnung des Längssystems muss die Last in mindestens 4 Abschnitte unterteilt werden, um die ungünstige Wirkung halbseitiger Belastung für den Rahmen erfassen zu können. Torsion wird im Rahmen der Vorstatik bei den vorliegenden Verhältnissen nicht näher untersucht.

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Verkehrslasten in der Eingabedatei zu STAR2 für weiche Gründung (Auszug):

```

LF   8  1.0  0.  0.  0.  qfk-01      § für steife Gründung entsprechend LF 108 ff
GL  1000                PZ   13.75

LF   9  1.0  0.  0.  0.  qfk-02
GL (1001 1006 1)      PZ   13.75

LF  10  1.0  0.  0.  0.  qfk-03
GL (1007 1012 1)      PZ   13.75

LF  11  1.0  0.  0.  0.  qfk-04
GL  1013                PZ   13.75

```

Die Einzellast  $Q_{fk} = 10$  kN nach DIN-Fachbericht 101, II-5.3.2.2 wird für die Bemessung des Längssystems nicht maßgebend.

Dienstfahrzeuge wie Kehrmaschinen oder Fahrzeuge zur Pflege von Grünanlagen wurden vom Bauherrn für die Vorberechnung nicht definiert.

Als Horizontalkraft  $Q_{fk}$  für Fußgänger- und Radwegbrücken sind insgesamt anzusetzen:

$$Q_{fk} = 0,1 \cdot 2,75 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 38,45 \text{ m} = 52,9 \text{ kN}$$

Die Last kann leicht durch geringe Erddruckunterschiede in der Hinterfüllung ausgeglichen werden und wird im Rahmen der Vorstatik nicht näher untersucht.

Die Ersatzlast für die außerplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke ergibt keine ungünstigeren Schnittgrößen als die gleichmäßig verteilte Last  $q_{fk}$ . Auf eine gesonderte Untersuchung wird daher verzichtet.

Im vorliegenden Fall kann auf die getrennte Untersuchung verschiedener Verkehrslastgruppen nach FB 101, II-Anh. D verzichtet werden. Maßgebend ist  $gr$  1 mit  $1,0 \cdot q_{fk}$ .

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## 2.6 Baugrundsetzungen

Das Bauwerk ist als einhüftiger Rahmen unempfindlich gegenüber ungleichmäßigen Baugrundsetzungen. Der Einfluss der Nachgiebigkeit des Baugrundes und der Streuung der Baugrundeigenschaften wird durch die Lagerung und die getrennte Berechnung für weiche und steife Gründung berücksichtigt (siehe V.1.2) Auf den gesonderten Ansatz von Baugrundsetzungen kann im vorliegenden Fall verzichtet werden.

## 2.7 Temperatur

Die Temperatureinwirkungen sind für Betonbrücken nach FB 101, Kapitel V anzusetzen. Der vorliegende Rahmen gehört zur Gruppe 3. Es wird eine Aufstelltemperatur  $T_0 = 10 \text{ °C}$  angenommen. Die Schwankung des konstanten Temperaturanteils beträgt:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -17 - 10 = -27 \text{ K}$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = 37 - 10 = 27 \text{ K}$$

Die mit der Verschiebung der Überbauenden mobilisierten Erddruckanteile werden mit den Schwankungen des konstanten Temperaturanteils kombiniert.

Die linearen Temperaturunterschiede  $\Delta T_M$  im Überbau nach Tabelle 6.1 in FB 101, Kapitel V werden durch die Anpassungsfaktoren  $K_{sur}$  nach Tabelle 6.2 modifiziert. Da die Brücke keinen nennenswerten Belagsaufbau erhält, wird rechnerisch eine Belagsdicke von 0 mm angenommen.

Zu beachten ist die Vorzeichendefinition von  $\Delta T_M$  als Unterschied  $T_{oben} - T_{unten}$ . Die meisten Statikprogramme definieren dagegen eine in lokaler  $z$ -Richtung zunehmende Temperatur als positiven Temperaturunterschied. Entsprechend den Konventionen der Statik ist die lokale  $z$ -Achse von Überbaustäben allgemein nach unten orientiert. In der EDV ist also i. d. R.  $\Delta T_{M,pos}$  aus Fb 101 mit negativem Vorzeichen einzugeben und  $\Delta T_{M,neg}$  mit positivem Vorzeichen.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

negativer, linearer Temperaturanteil (unten wärmer als oben):

$$\Delta T_{M,neg} = K_{sur} \cdot -8 \text{ K} = 1,0 \cdot -8 = -8 \text{ K} \quad \text{für STAR2: } \Delta T_{My} = +8 \text{ K}$$

positiver, linearer Temperaturanteil (oben wärmer als unten):

$$\Delta T_{M,pos} = K_{sur} \cdot 15 \text{ K} = 1,5 \cdot 15 = 22,5 \text{ K} \quad \text{für STAR2: } \Delta T_{My} = -22,5 \text{ K}$$

Temperaturgrundlastfälle in der Eingabedatei zu STAR2 für weiche Gründung (Auszug):

```

LF  12  1.0  0.  0.  0.  T1                $ steife Gründung LF 112 ff
GL  (1000 1013 1)          TS    27.0        $ DTN,pos
LC   5  1.0                $ Eph,mob - E0 Hinterfüllung
$
LF  13  1.0  0.  0.  0.  T2                $
GL  (1000 1013 1)          TS   -27.0        $ DTN,neg
LC   6  1.0                $ Ea - E0 Hinterfüllung
    7  1.0                $ Eph,mob-Ea Anschüttung
$
LF  14  1.0  0.  0.  0.  T3                $
GL  (1001 1012 1)          T2   -22.5        $ DTM,pos (oben wärmer)
$
LF  15  1.0  0.  0.  0.  T4                $
GL  (1001 1012 1)          T2    8.0         $ DTM,neg (unten wärmer)

```

Für die Überlagerung beider Temperaturanteile nach FB 101, V-6.3.1.5 (1) wird die jeweils ungünstigste von insgesamt 8 möglichen Kombinationen maßgebend:

$$\begin{aligned}
\text{gr } T_1 &= \Delta T_{N,pos} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,pos} \rightarrow \text{LF 16 für weiche und LF 116 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_2 &= \Delta T_{N,pos} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,neg} \rightarrow \text{LF 17 für weiche und LF 117 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_3 &= \Delta T_{N,neg} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,pos} \rightarrow \text{LF 18 für weiche und LF 118 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_4 &= \Delta T_{N,neg} + 0,75 \cdot \Delta T_{M,neg} \rightarrow \text{LF 19 für weiche und LF 119 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_5 &= 0,35 \cdot \Delta T_{N,pos} + \Delta T_{M,pos} \rightarrow \text{LF 20 für weiche und LF 120 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_6 &= 0,35 \cdot \Delta T_{N,neg} + \Delta T_{M,pos} \rightarrow \text{LF 21 für weiche und LF 121 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_7 &= 0,35 \cdot \Delta T_{N,pos} + \Delta T_{M,neg} \rightarrow \text{LF 22 für weiche und LF 122 für steife Gründung} \\
\text{gr } T_8 &= 0,35 \cdot \Delta T_{N,neg} + \Delta T_{M,neg} \rightarrow \text{LF 23 für weiche und LF 123 für steife Gründung}
\end{aligned}$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## 2.8 Wind

Die Windeinwirkungen können FB 101, IV-Anhang N, Tabelle N.1 entnommen werden. Nach FB 101, IV-Anhang D müssen Windlasten bei Fuß- und Radwegbrücken nicht mit Verkehrslasten oder Temperatureinwirkungen kombiniert werden.

Die Windlasten für den Überbau sind in Tabelle 2.5 zusammengestellt.

**Tabelle 2.5** Windlasten auf den Überbau

Querschnitt	$d$ [m]	$b/d$ [–]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m]
1	0,800	4,06	1,90	1,52
2	0,870	3,74	2,02	1,76
3	1,080	3,01	2,33	2,52
4	1,434	2,27	2,69	3,86
5	1,965	1,65	2,97	5,84
6	2,743	1,18	3,19	8,75
7	–			

Im vorliegenden Fall sind die Windeinwirkungen nicht maßgebend für die Dimensionierung des Tragwerks. Die Schnittgrößen aus Wind werden deshalb im Rahmen der Vorstatik nicht weiter verfolgt.

## 2.9 Schnee

Schneelasten nach E DIN 1055-5 sind nur bei überdachten Brücken, bei beweglichen Brücken oder bei Nachweisen im Bauzustand zu berücksichtigen. Da eine Überlagerung mit Verkehrslasten nach FB 101, IV-Anhang D nicht erforderlich ist, können Sie auch im vorliegenden Fall nicht maßgebend werden.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 3 Schnittgrößen

#### 3.1 Schnittgrößen der Grundlastfälle

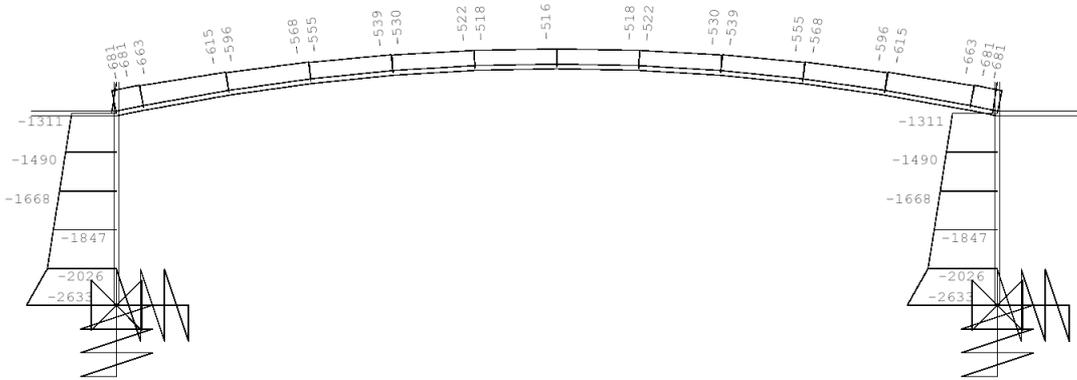
Die Schnittgrößen der wichtigsten Grundlastfälle aus Block V.2 sind im folgenden dargestellt. Für die Bemessung sind dabei vor allem die Normalkraft  $N$ , das Biegemoment  $M_y$  und die Querkraft  $V_z$  von Interesse. Bei veränderlichen Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur mit mobilisiertem Erddruck werden dabei jeweils die Grenzlinien der minimalen und maximalen Werte aufbereitet.

##### 3.1.1 Eigengewicht der Konstruktion



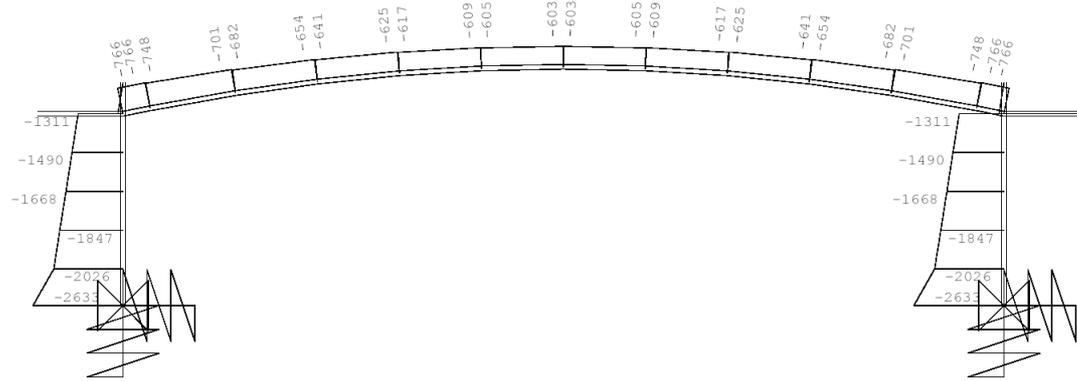
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



LF 1 Eigengewicht der Konstruktion weiche Gründung

$N$  [kN]

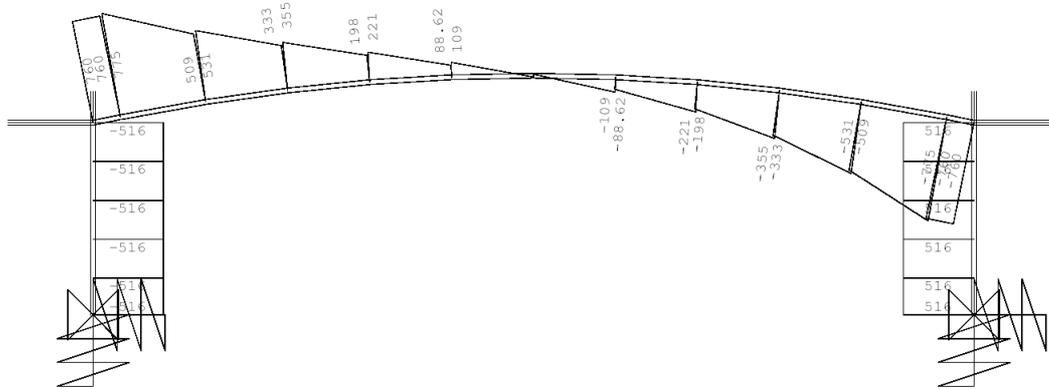


LF 101 Eigengewicht der Konstruktion steife Gründung

$N$  [kN]

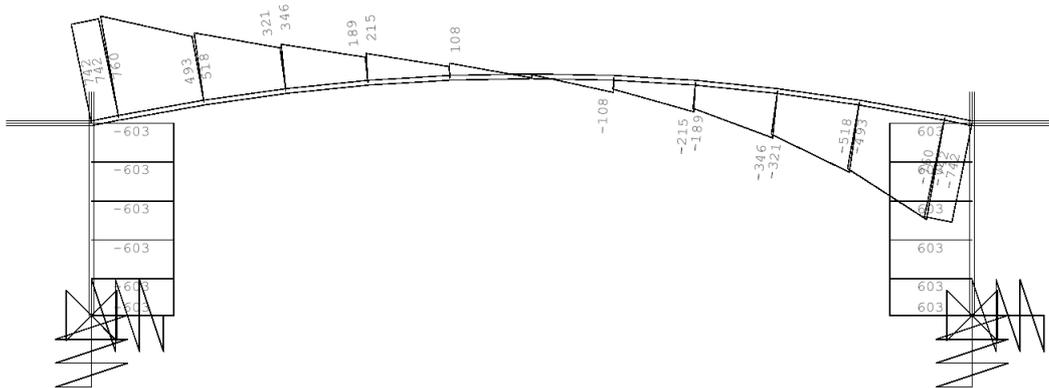
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:	
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



LF 1 Eigengewicht der Konstruktionweiche Gründung

$V_z$  [kN]



LF 101 Eigengewicht der Konstruktionsteife Gründung

$V_z$  [kN]

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

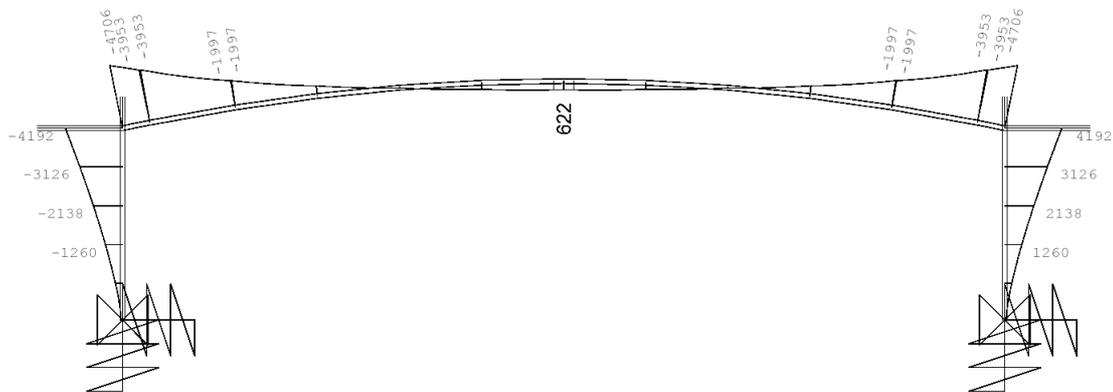
Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 3.1.2 Ständige Einwirkungen

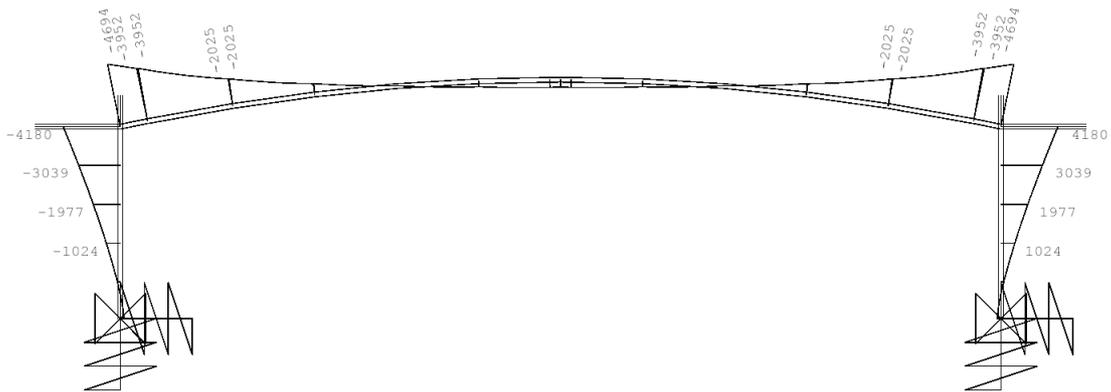
Zu den ständigen Einwirkungen zählt neben den Eigengewichtslastfällen 1 und 2 auch der Erddruck aus Eigengewicht der Hinterfüllung (LF 3) und Anschüttung (LF 4) für den Fall  $s_h = 0$ . Folgende Kombinationen werden gespeichert:

LF 26 =  $\Sigma$  LF 1.. 4 für weiche Gründung

LF 126 =  $\Sigma$  LF 101..104 für steife Gründung



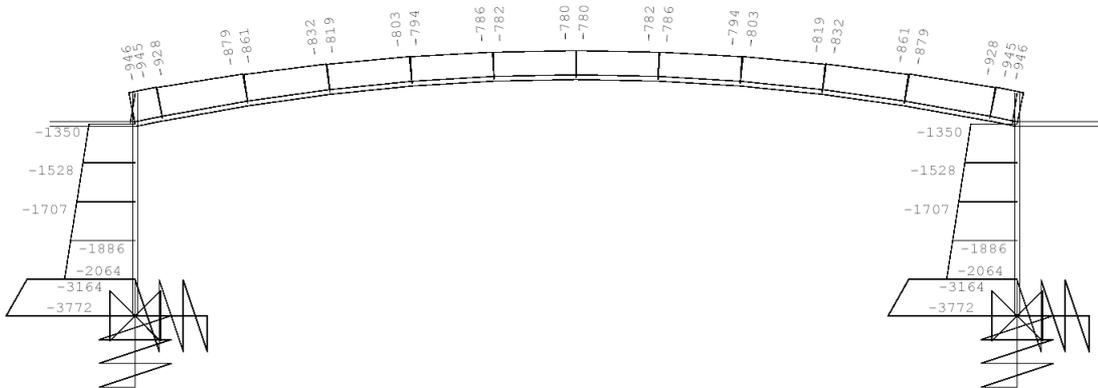
LF 26 Ständige Einwirkungen weiche Gründung  $M_y$  [kNm]



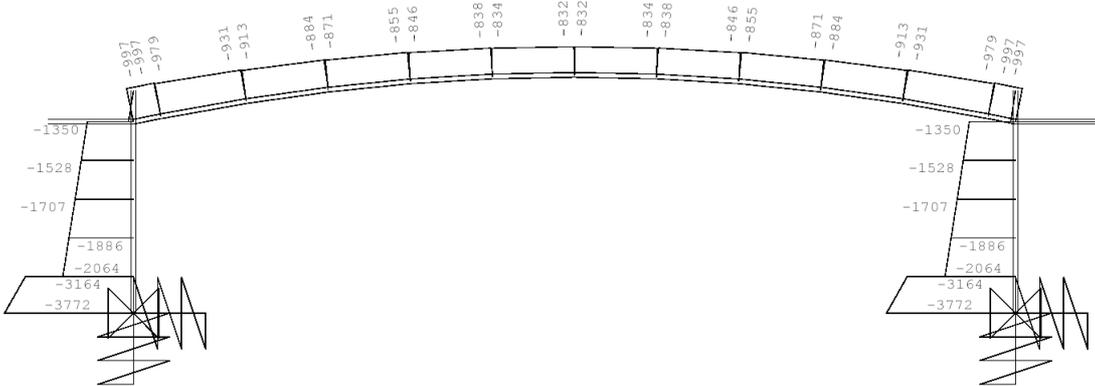
LF 126 Ständige Einwirkungen steife Gründung  $M_y$  [kNm]

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



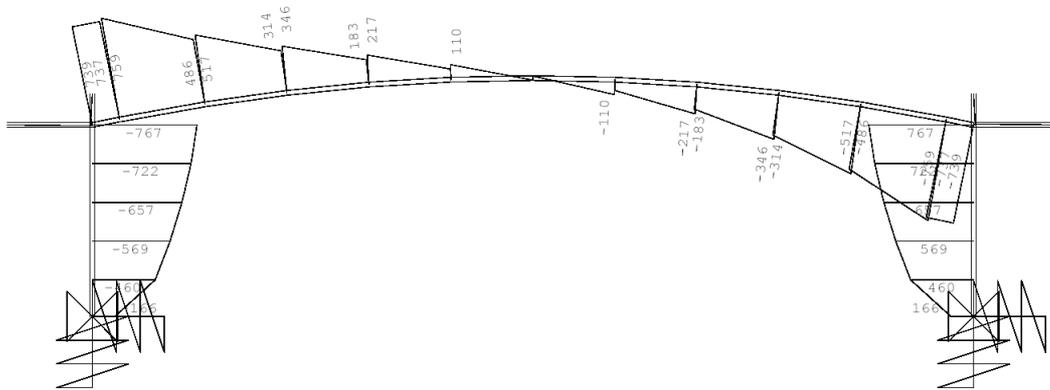
LF 26 Ständige Einwirkungen weiche Gründung N [kN]



LF 126 Ständige Einwirkungen steife Gründung N [kN]

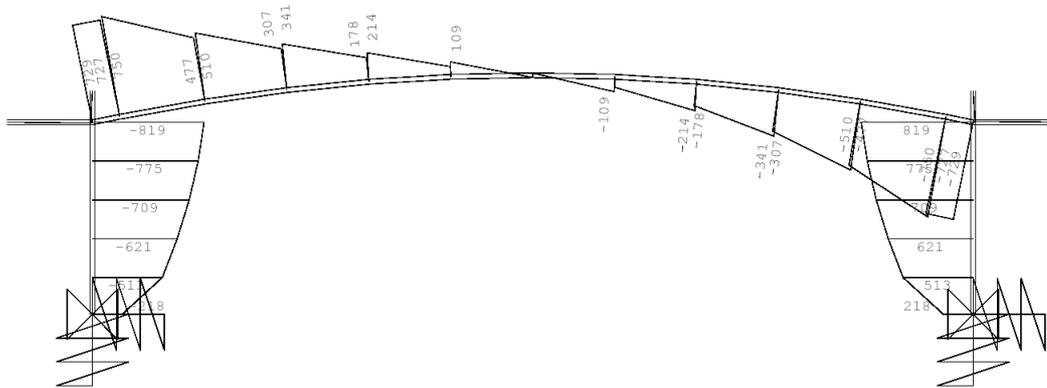
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



LF 26 Ständige Einwirkungen weiche Gründung

$V_z$  [kN]



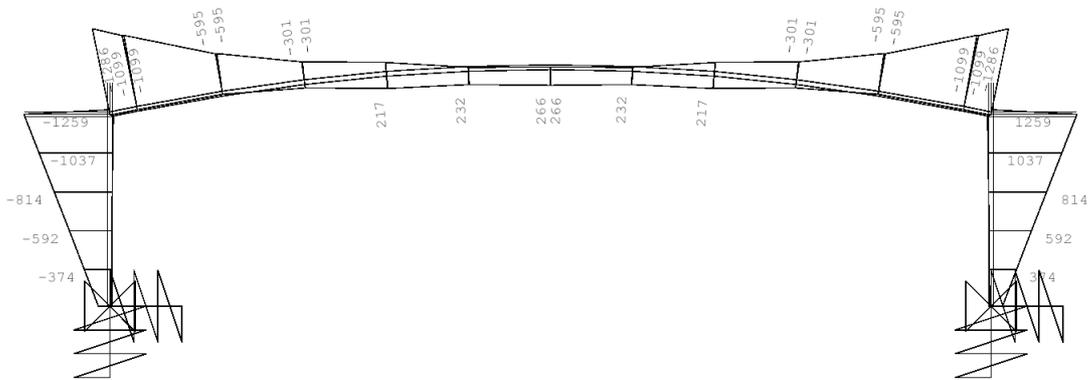
LF 126 Ständige Einwirkungen steife Gründung

$V_z$  [kN]

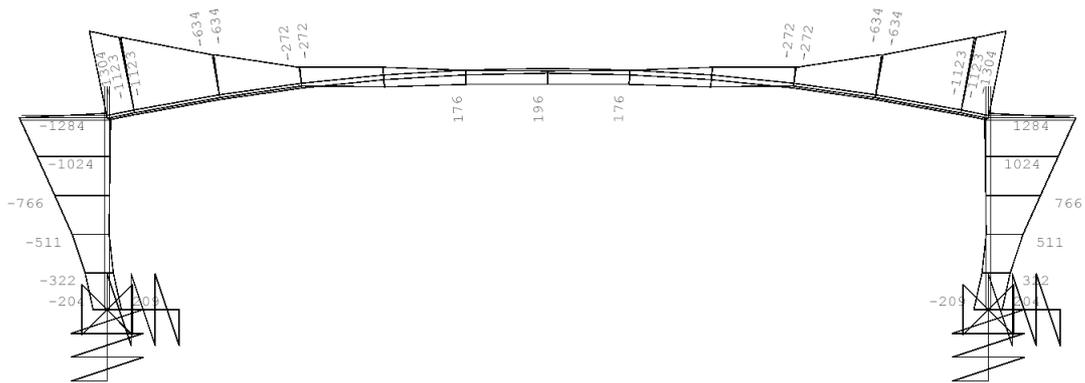
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 3.1.3 Grenzschnittgrößen aus Verkehr $q_{fk}$



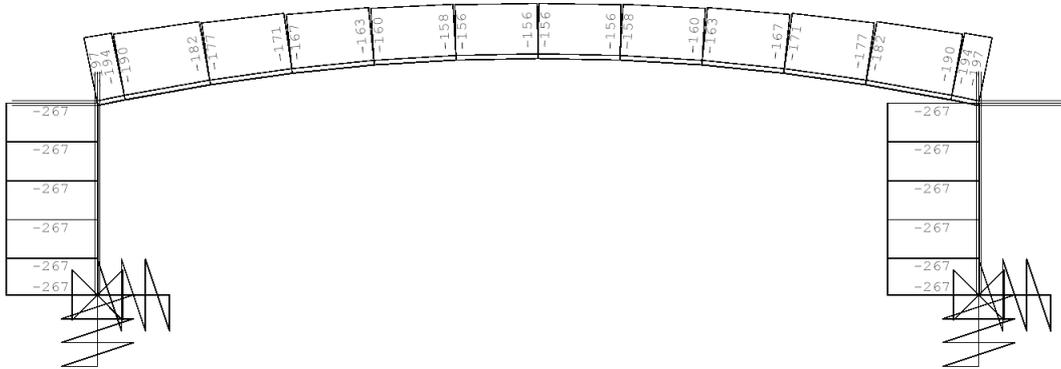
LF 301 Verkehr  $q_{fk}$  weiche Gründung max  $M_y$  [kNm]  
LF 302 Verkehr  $q_{fk}$  min  $M_y$  [kNm]



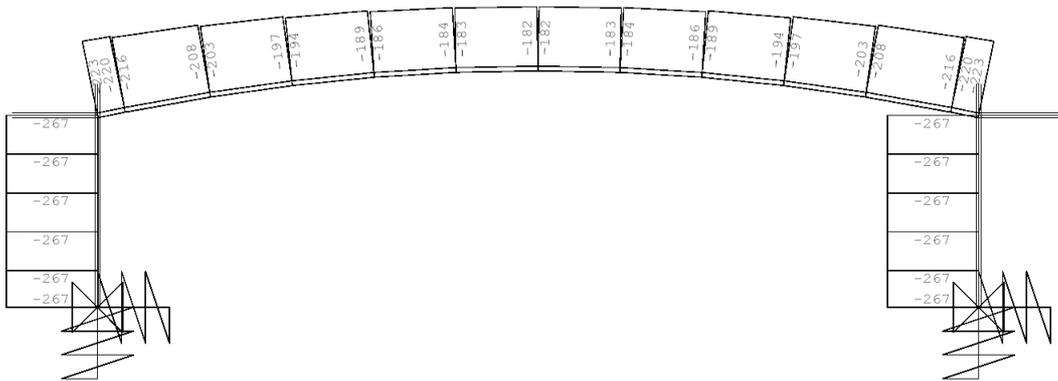
LF 701 Verkehr  $q_{fk}$  steife Gründung max  $M_y$  [kNm]  
LF 702 Verkehr  $q_{fk}$  min  $M_y$  [kNm]

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



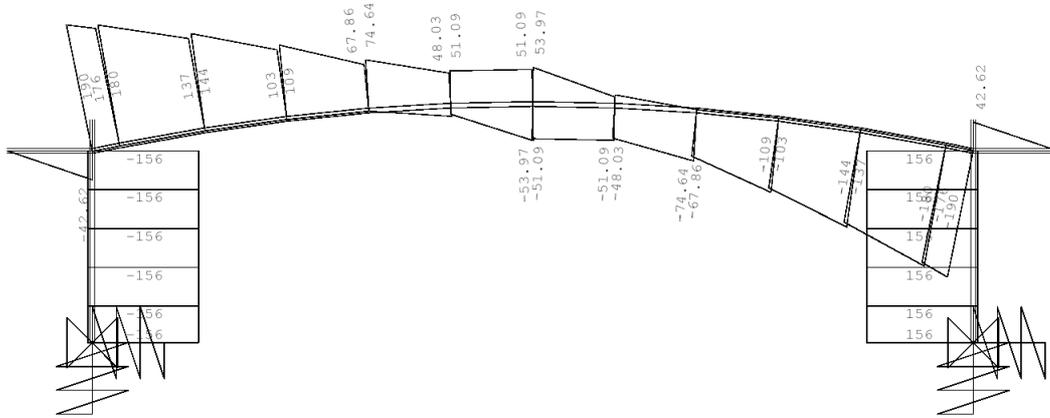
LF 303 Verkehr  $q_{fk}$  weiche Gründung max  $N$  [kN]  
Verkehr  $q_{fk}$  weiche Gründung min  $N$  [kN]



LF 703 Verkehr  $q_{fk}$  steife Gründung max  $N$  [kN]  
Verkehr  $q_{fk}$  steife Gründung min  $N$  [kN]

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

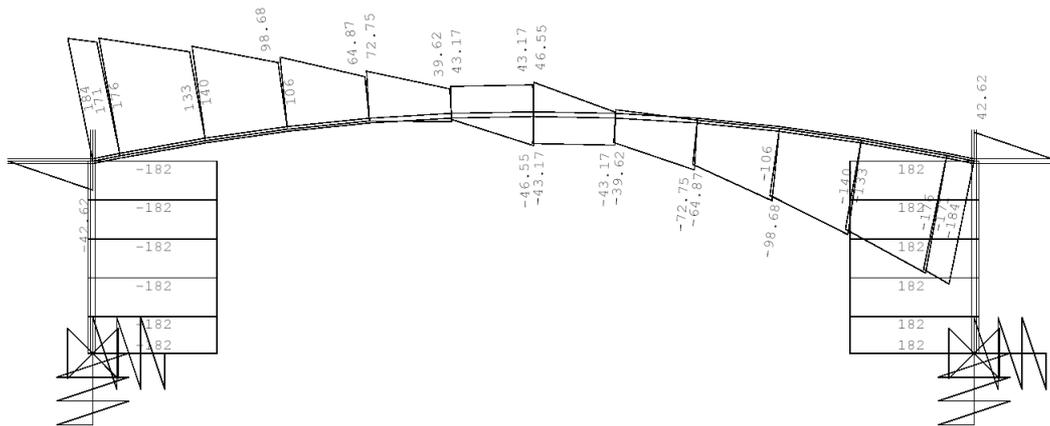


LF 205  
LF 206

Verkehr  $q_{fk}$   
Verkehr  $q_{fk}$

weiche Gründung  
weiche Gründung

max  $V_z$  [kN]  
min  $V_z$  [kN]



LF 705  
LF 706

Verkehr  $q_{fk}$   
Verkehr  $q_{fk}$

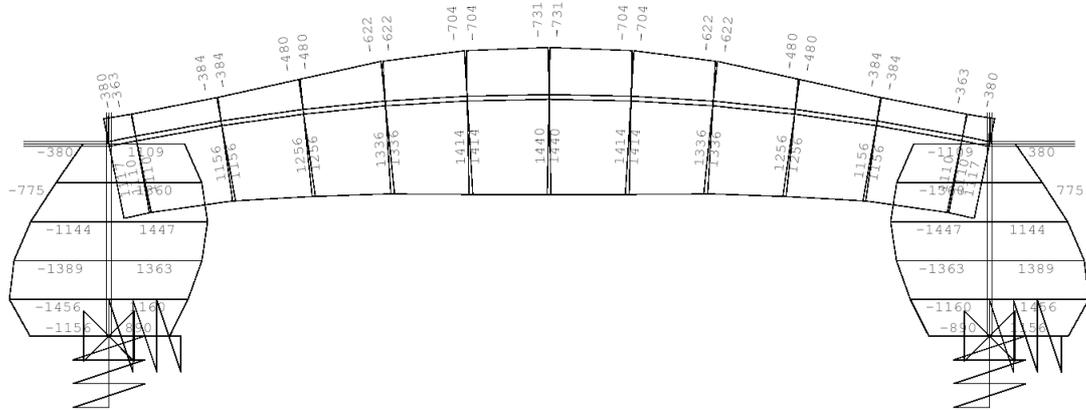
steife Gründung  
steife Gründung

max  $V_z$  [kN]  
max  $V_z$  [kN]

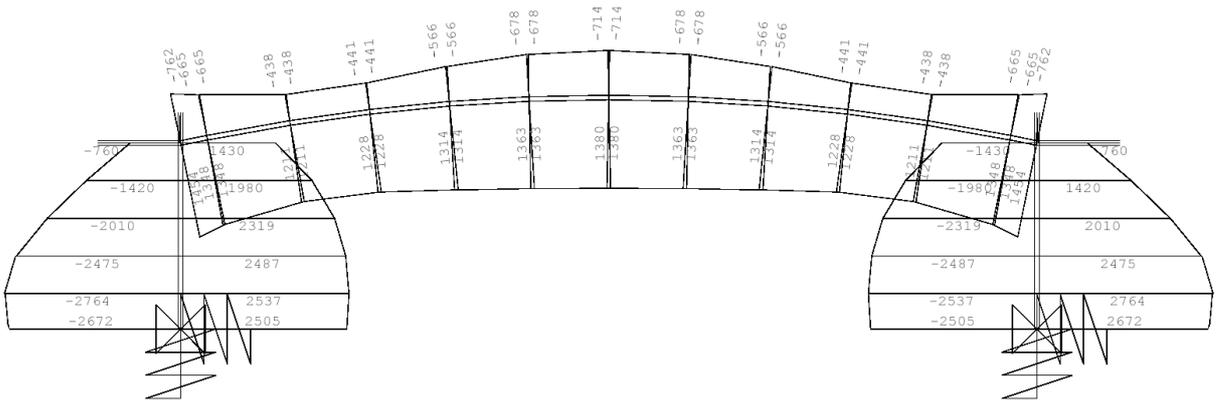
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.: 5519 571

### 3.1.4 Grenzschnittgrößen aus Temperatur und mobilisiertem Erddruck



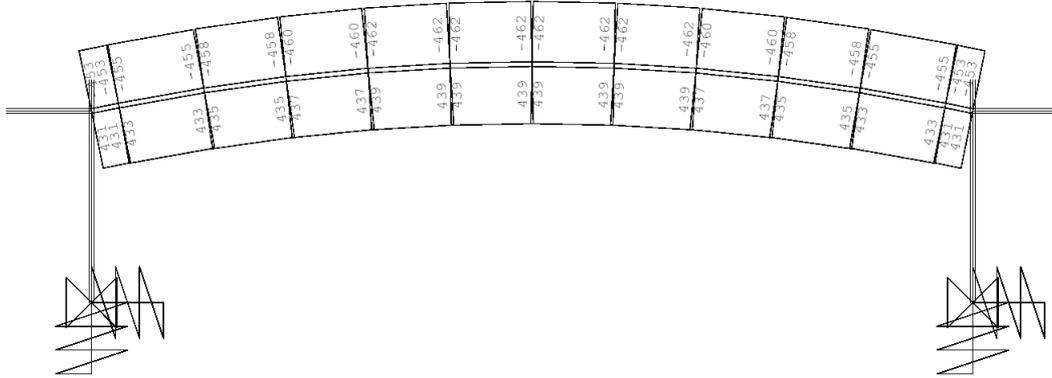
LF 212 Temperatur und mobil. Erddruckweiche Gründung max  $M_y$  [kNm]  
min  $M_y$  [kNm]



LF 712 Temperatur und mobil. Erddrucksteife Gründung max  $M_y$  [kNm]  
min  $M_y$  [kNm]

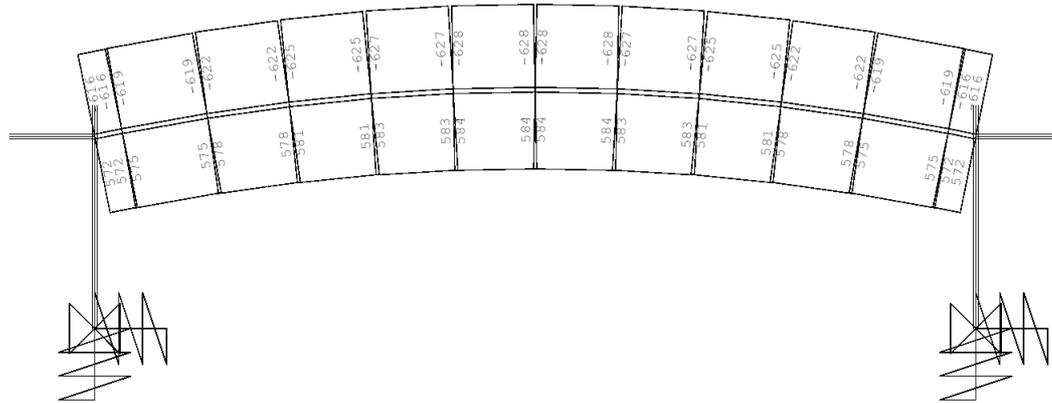
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.:	03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.:	5519 571



LF 214 Temperatur und mobil. Erddruckweiche Gründung

max  $N$  [kN]  
min  $N$  [kN]

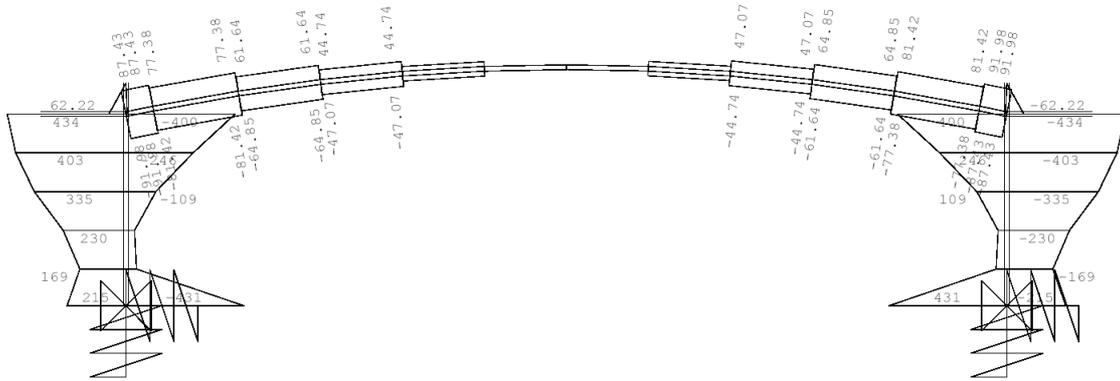


LF 714 Temperatur und mobil. Erddrucksteife Gründung

max  $N$  [kN]  
min  $N$  [kN]

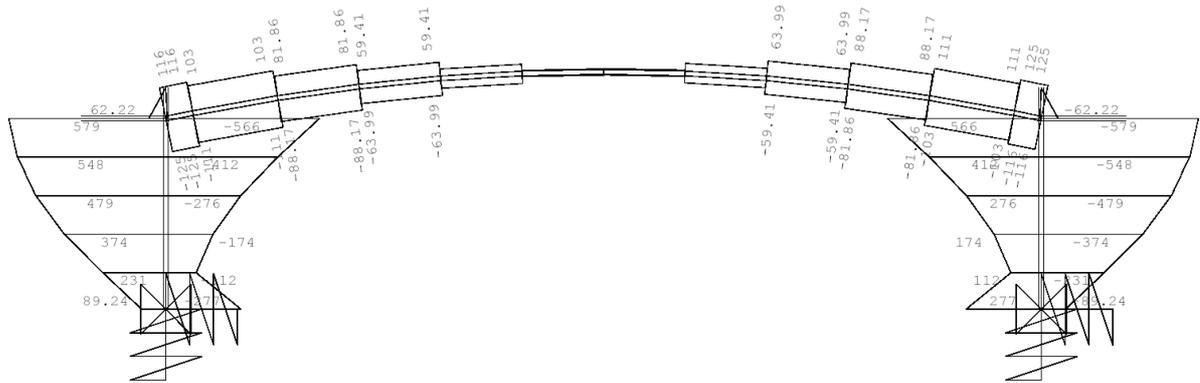
Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.:	03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.:	5519 571



LF 216 Temperatur und mobil. Erddruckweiche Gründung

max  $V_{z1}$  [kN]  
min  $V_{z2}$  [kN]



LF 716 Temperatur und mobil. Erddrucksteife Gründung

max  $V_{z1}$  [kN]  
max  $V_{z2}$  [kN]

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 3.2 Einwirkungskombinationen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Für die Kombination unterschiedlicher, veränderlicher Einwirkungen werden die sog.  $\psi$ -Faktoren benötigt (Tabelle 3.1). Folgende Kombinationen sind in den DIN-Fachberichten für Nachweise im GZG definiert:

Seltene Kombinationen:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Nicht-häufige Kombinationen:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi'_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

Häufige Kombinationen:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Quasi-ständige Kombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

**Tabelle 3.1**  $\psi$ -Faktoren zur Kombination der veränderlichen Einwirkungen

Einwirkung	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1'$	$\psi_1$	$\psi_2$
Verkehrslasten	<i>gr</i> 1 ( $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ )	0,40	0,80	0,40	0,20
	$Q_{fwk}$	0	0	0	0
	<i>gr</i> 2 (Dienstfahrzeuge)	0	1,00	0	0
Windlasten	$F_{Wk}$	0,30	0,60	0,50	0
Temperatur	$T_k$	0,80	0,80	0,60	0,50

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Temperatur hat bei integralen Brücken Einfluss auf die Bemessung und ist daher grundsätzlich zu berücksichtigen.

Einwirkungen aus Wind spielen für die Vorbemessung keine maßgebende Rolle und werden im Folgenden nicht näher untersucht. Der Vollständigkeit halber sind in Tabelle 3.2 jedoch die entsprechenden Kombinationsvorschriften aufgenommen.

Bei den Einwirkungskombinationen im GZG werden die ständigen Lasten 1,0-fach berücksichtigt, die veränderlichen Einwirkungen werden, sofern sie ungünstig wirken, mit den Faktoren nach Tabelle 3.2 überlagert. Die zugehörigen Kombinationsvorschriften sind in FB 101, IV-Anhang D geregelt. Wind wird danach weder mit der Verkehrslast  $q_{fk}$  noch mit Temperatur überlagert.

**Tabelle 3.2** Einwirkungskombinationen für veränderliche Einwirkungen im GZG

Einwirkungs-kombination	Kombinations-möglichkeit	$q_{fk}$	$Q_{fWK}$	$Q_{fkk}$	$T_k$	$F_{WK}$	Veränderliche Leiteinwirkung
selten	1	<b>1,00</b>	0	0	0,80	0	Verkehr $q_{fk}$
	2	0,40	0	0	<b>1,00</b>	0	Temperatur
	–	0	0	0	0	<b>1,00</b>	Wind
nicht-häufig	3	<b>0,80</b>	0	0	0,60	0	Verkehr $q_{fk}$
	4	0,40	0	0	<b>0,80</b>	0	Temperatur
	–	0	0	0	0	<b>0,60</b>	Wind
häufig	5	<b>0,40</b>	0	0	0,50	0	Verkehr $q_{fk}$
	6	0,20	0	0	0,60	0	Temperatur
	–	0	0	0	0	<b>0,50</b>	Wind
quasi-ständig	7	0,20	0	0	0,50	0	–

Die Auswertung erfolgt getrennt für weiche und steife Gründung jeweils für die Grenzschnittgrößen  $\max M_y$ ,  $\min M_y$ ,  $\max N$ ,  $\min N$ ,  $\max V_z$  und  $\min V_z$ . Die Lastfallindizierung ist Abschnitt V.3.5 zu entnehmen.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 3.3 Einwirkungskombinationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Für Straßen-, Gehweg-, Radweg- und Eisenbahnbrücken sind u. a. in DIN-Fachbericht 102, II-2.3.2.2 einheitlich die folgenden Kombination für Nachweise im GZT definiert:

- a) Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen, wenn sie sich nicht auf Materialermüdung beziehen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P \cdot P_k \text{ "+" } \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- b) Kombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{PA} \cdot P_k \text{ "+" } A_d \text{ "+" } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- c) Kombinationen für die Bemessungssituationen infolge Erdbeben:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \gamma_1 \cdot A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Im vorliegenden Fall wird der Endzustand untersucht, der den ständigen Bemessungssituationen zuzuordnen ist. Die Teilsicherheitsbeiwerte aus FB 101, IV Anhang C gelten auch für Fußweg- und Radwegbrücken (Tabelle 3.3).

Nach ARS 11/2003 sind Zwangsschnittgrößen allgemein im GZT zu berücksichtigen. Der Abbau der Zwangsschnittgrößen beim Übergang in den gerissenen Zustand darf durch Ansatz der 0,6-fachen Steifigkeiten im Vergleich zum ungerissenen Zustand berücksichtigt werden. Bei den Kombinationen im GZT werden deshalb nachfolgend die Schnittgrößen aus Temperatur und die damit verbundenen Zwangsschnittkräfte aus mobilisiertem Erddruck mit dem Faktor 0,6 abgemindert.

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

**Tabelle 3.3** Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Einwirkung	Bezeichnung	Bemessungssituation	
		S / V	A
Ständige Einwirkungen $G$ , ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,00
Ständige Einwirkungen $G$ , günstig	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00
Horizontaler Erddruck $G_{E,h}$ , ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,50	–
Horizontaler Erddruck $G_{E,h}$ , günstig <sup>1)</sup>	$\gamma_{G,inf}$	1,00	–
Vorspannung $P_k$	$\gamma_P$	1,00	–
Setzungen $G_{set}$	$\gamma_{G,set}$	1,00	–
Verkehr $Q$ der Gruppe $i = 1$ , ungünstig	$\gamma_Q$	1,50	1,00
Verkehr $Q$ der Gruppe $i = 1$ , günstig		0	0
Andere variable Einwirkungen $Q_i$ , ungünstig	$\gamma_Q$	1,50	1,00
Andere variable Einwirkungen $Q_i$ , günstig		0	0
Außergewöhnliche Einwirkungen	$\gamma_A$	–	1,00

Dem mit den ständigen Lasten kombinierten Erdrudruck  $E_0$  wird vereinfachend und in Übereinstimmung mit E DIN 1054 (Entwurf 2000) der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{G,sup} = 1,35$  zugeordnet.

Im vorliegenden Fall sind Verkehr und Temperatur die dominierenden veränderlichen Einwirkungen. Wind ist dagegen im vorliegenden Fall nicht maßgebend und wird im Rahmen der Vorstatik nicht untersucht. Folgende Überlagerungsregeln werden für den GZT ausgewertet:

Kombinationen für den GZT mit Leiteinwirkung Verkehr  $q_{fk}$ :

$$\sum \left\{ \begin{matrix} 1,35 \\ 1,00 \end{matrix} \right\} \cdot (G_{k,j} + E_0) + \left\{ \begin{matrix} 1,50 \\ 0 \end{matrix} \right\} \cdot q_{fk} + 0,6 \cdot 0,80 \cdot \left\{ \begin{matrix} 1,50 \\ 0 \end{matrix} \right\} \cdot (T_k + E_{mob} - E_0)$$

Kombinationen für den GZT mit Leiteinwirkung Temperatur  $T_k$ :

$$\sum \left\{ \begin{matrix} 1,35 \\ 1,00 \end{matrix} \right\} \cdot (G_{k,j} + E_0) + 0,40 \cdot \left\{ \begin{matrix} 1,50 \\ 0 \end{matrix} \right\} \cdot q_{fk} + 0,6 \cdot \left\{ \begin{matrix} 1,50 \\ 0 \end{matrix} \right\} \cdot (T_k + E_{mob} - E_0)$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Die Auswertung erfolgt wieder getrennt für weiche und steife Gründung jeweils für die Grenzschnittgrößen  $\max M_y$ ,  $\min M_y$ ,  $\max N$ ,  $\min N$ ,  $\max V_z$  und  $\min V_z$ . Die Lastfallindizierung ist Abschnitt V.3.5 zu entnehmen. In den geschweiften Klammern stehen dabei oben die Teilsicherheitsbeiwerte für ungünstig wirkende Schnittgrößen, unten für günstig wirkende Schnittgrößen.

### 3.4 Einwirkungskombinationen für Nachweise nach DIN 1054

Die Nachweise zur Tragfähigkeit des Baugrundes einschließlich Gleiten und Kippen sind bis zur Einführung der neuen DIN 1054 noch nach Ausgabe 11.1976 zu führen. Dort ist das Sicherheitskonzept mit globalem Sicherheitsbeiwert verankert. Für die Bemessung im Endzustand ist der Lastfall 1 maßgebend, in dem alle Einwirkungen auf Gebrauchslastniveau ungünstig überlagert werden. Im Unterschied zur seltenen Einwirkungskombination nach DIN-Fachberichten werden hierfür alle Einwirkungen mit ihren charakteristischen Werten ohne Abminderungsfaktor  $\psi_0$  berücksichtigt.

Lastfall 1 nach DIN 1054 [Ausgabe 11.1976]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

Die Auswertung erfolgt für die Grenzschnittgrößen  $\max M_y$ ,  $\min M_y$ ,  $\max N$ ,  $\min N$ ,  $\max V_z$  und  $\min V_z$ .

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 3.5 Lastfallindizierung für Schnittgrößenermittlung

Im folgenden sind zur Information alle Lastfälle aufgelistet, für die im Rahmen der Vorstatik Schnittgrößen ermittelt wurden:

Grundlastfälle mit weicher Gründung (GRUP 1)

- 1 G1 Eigengewicht der Konstruktion
- 2 G2 Zusatzeigengewicht
- 3 E0 Erdruhedruck erdseitig
- 4 E1 aktiver Erddruck, luftseitig Ea
- 5 E2 mobilisierter Erddruck bei Ausdehnung, erdseitig - E0
- 6 E3 aktiver Erddruck bei Abkühlung + k + s, erdseitig - E0
- 7 E4 mobilisierter Erddruck bei Abkühlung + k + s, luftseitig - Ea
- 8 Q1 Verkehr Rucksack 10
- 9 Q2 Verkehr 10 bis Mitte
- 10 Q3 Verkehr Mitte bis 20
- 11 Q4 Verkehr Rucksack 20
- 12 T1 DTN.pos + E2
- 13 T2 DTN.neg + E3 + E4
- 14 T3 DTM.pos
- 15 T4 DTM.neg
- 16 grT1 Temperaturgruppen aus T1 bis T4 kombiniert
- 17 grT2
- 18 grT3
- 19 grT4
- 20 grT5
- 21 grT6
- 22 grT7
- 23 grT8
- 24 wy+ Wind ohne Verkehr +y
- 25 wy- Wind ohne Verkehr -Y
- 26 ständig

Grundlastfälle mit steifer Gründung (GRUP 1+2)

Lastfallnummer w. v. + 100

Kombinationslastfälle für weiche Gründung

- 201-206 max/min My, N, Vz Verkehr
- 211-216 max/min My, N, Vz Temperatur und mobilisierten Erddruck
- 301-306 max/min My, N, Vz GZG-selten, LEW = Verkehr
- 311-316 max/min My, N, Vz GZG-selten, LEW = Temperatur
- 321-326 max/min My, N, Vz GZG-nicht-häufig, LEW = Verkehr
- 331-336 max/min My, N, Vz GZG-nicht-häufig, LEW = Temperatur
- 341-346 max/min My, N, Vz GZG-häufig, LEW = Verkehr
- 351-356 max/min My, N, Vz GZG-häufig, LEW = Temperatur
- 361-366 max/min My, N, Vz GZG-quasi-ständig
- 391-398 max/min My, N, Vz, F Lastfall 1 nach DIN 1054 für Gründung

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

401-406 max/min My, N, Vz GZT-selten, LEW = Verkehr  
411-416 max/min My, N, Vz GZT-selten, LEW = Temperatur

Kombinationslastfälle für steife Gründung

701-706 max/min My, N, Vz Verkehr  
711-716 max/min My, N, Vz Temperatur und mobilisierten Erddruck  
801-806 max/min My, N, Vz GZG-selten, LEW = Verkehr  
811-816 max/min My, N, Vz GZG-selten, LEW = Temperatur  
821-826 max/min My, N, Vz GZG-nicht-häufig, LEW = Verkehr  
831-836 max/min My, N, Vz GZG-nicht-häufig, LEW = Temperatur  
841-846 max/min My, N, Vz GZG-häufig, LEW = Verkehr  
851-856 max/min My, N, Vz GZG-häufig, LEW = Temperatur  
861-866 max/min My, N, Vz GZG-quasi-ständig  
891-898 max/min My, N, Vz, F Lastfall 1 nach DIN 1054 für Gründung  
901-906 max/min My, N, Vz GZT-selten, LEW = Verkehr  
911-916 max/min My, N, Vz GZT-selten, LEW = Temperatur

Kombinationslastfälle für den GZT

500 Vorlauf für Ausgabe der Grundbewehrung  
501-502 GZT max/min My Regelbemessung weiche Gründung  
503-504 GZT max/min N Regelbemessung weiche Gründung  
505-506 GZT max/min Vz Regelbemessung weiche Gründung  
511-512 GZT max/min My Regelbemessung steife Gründung  
513-514 GZT max/min N Regelbemessung steife Gründung  
515-516 GZT max/min Vz Regelbemessung steife Gründung

Weitere Lastfälle für die Ermittlung von Spannungen im GZG

601-602 GZG max/min My weiche Gründung, ungerissen, selten  
603-604 GZG max/min N weiche Gründung, ungerissen, selten  
605-606 GZG max/min My steife Gründung, ungerissen, selten  
607-608 GZG max/min N steife Gründung, ungerissen, selten  
611-612 GZG max/min My weiche Gründung, gerissen, nicht-häufig  
613-614 GZG max/min N weiche Gründung, gerissen, nicht-häufig  
615-616 GZG max/min My steife Gründung, gerissen, nicht-häufig  
617-618 GZG max/min N steife Gründung, gerissen, nicht-häufig  
621-622 GZG max/min My weiche Gründung, gerissen, häufig  
623-624 GZG max/min N weiche Gründung, gerissen, häufig  
625-626 GZG max/min My steife Gründung, gerissen, häufig  
627-628 GZG max/min N steife Gründung, gerissen, häufig  
631-632 GZG max/min My weiche Gründung, ungerissen, quasi-ständig  
633-634 GZG max/min N weiche Gründung, ungerissen, quasi-ständig  
635-636 GZG max/min My steife Gründung, ungerissen, quasi-ständig  
637-638 GZG max/min N steife Gründung, ungerissen, quasi-ständig

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen	ASB-Nr.: 5519 571

## 4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

### 4.1 Belastung des Baugrunds

Die Nachweise zur Belastung des Baugrundes werden nach DIN 1054 (Ausgabe 11.1976) geführt. Nur bei Einhaltung der erforderlichen Sicherheiten gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch sind die angenommenen Steifigkeiten der Gründung mit dem vorhandenen System ausführbar. Mit dem Nachweis gegen Gleiten wird im vorliegenden Fall geprüft, ob die angenommenen Horizontalfedern in der Gründungssohle ausreichend weich sind. Die Kontrolle der zugehörigen Verformungen zeigt, dass die Horizontalfedern steif genug für die Annahme einer Fußpunktdrehung der Widerlager sind.

Nachweis gegen Gleiten der Gründung in Achse 10:

$$\min V \cdot \tan \delta_s = 3771 \text{ kN} \cdot \tan 37^\circ = 2842 \text{ kN}$$

$$\eta_g > \frac{\min V \cdot \tan \delta_s}{\max H} = \frac{2842 \text{ kN}}{675 \text{ kN}} = 4,21$$

$$> \text{erf } \eta_g = 1,50$$

Auf die genaue Ermittlung mit zugehörigen Schnittgrößen kann verzichtet werden, da auch mit der ungünstigen Berücksichtigung von  $\min V$  und  $\max H$  die erforderliche Gleitsicherheit eingehalten ist. Wegen der Symmetrie muss die Achse 20 nicht gesondert untersucht werden.

Nachweis der Ausmitte unter ständigen Lasten:

Das betragsmäßig größte Moment ergibt sich erwartungsgemäß für die steife Gründung.

$$\max e = \frac{\max |M_y|}{\text{zug } V} = \frac{288 \text{ kNm}}{3772 \text{ kN}} = 0,076 \text{ m}$$

$$< \text{zul } e = b/6 = 0,500 \text{ m}$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Nachweis der Ausmitte unter ungünstiger Einwirkungskombination:

Auch hier ergibt sich das betragsmäßig größte Moment für die steife Gründung.

$$\max e = \frac{\max |M_y|}{\text{zug V}} = \frac{2982 \text{ kNm}}{3816 \text{ kN}} = 0,781 \text{ m}$$

$$< \text{zul } e = b/3 = 1,000 \text{ m}$$

Für die weiche Gründung ergibt sich dagegen nur:

$$\max e = \frac{\max |M_y|}{\text{zug V}} = \frac{1399 \text{ kNm}}{3944 \text{ kN}} = 0,355 \text{ m}$$

$$< \text{zul } e = b/3 = 1,000 \text{ m}$$

Der Vergleich zeigt, dass die Abschätzung einer beliebig steifen Bettung für die obere charakteristische Grenze der Nachgiebigkeit des Baugrundes nicht möglich ist. Bei einer nennenswerten Erhöhung von  $E_{s,\text{sup}}$  über den auf S. V.1-3 angegebenen Wert überschreitet die Ausmitte der Vertikalkraft den zulässigen Wert.

Nachweis der mittleren Bodenpressung unter ungünstiger Einwirkungskombination:

Für die weiche Gründung ergibt sich:

$$\max \sigma_m = \frac{\text{zug V}}{a \cdot (b - 2 \cdot \max e)} = \frac{3944 \text{ kN}}{6,0 \text{ m} \cdot (3,0 - 2 \cdot 0,355 \text{ m})} = 287 \text{ kN/m}^2$$

$$< \text{zul } \sigma_m = 350 \text{ kN/m}^2$$

Für die steife Gründung ergibt sich dagegen:

$$\max \sigma_m = \frac{\text{zug V}}{a \cdot (b - 2 \cdot \max e)} = \frac{3816 \text{ kN}}{6,0 \text{ m} \cdot (3,0 - 2 \cdot 0,781 \text{ m})} = 442 \text{ kN/m}^2$$

$$> \text{zul } \sigma_m = 350 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{siehe folgende Seite})$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Die Überschreitung der zulässigen Spannung für die obere charakteristische Steifigkeit des Baugrunds kann im vorliegenden Fall akzeptiert werden. Zunächst liegt wegen der großen Überschüttung kein Grundbruchproblem vor. Die Festlegung der zulässigen Spannungen im Baugrundgutachten erfolgt zur Begrenzung der Setzungen für den unteren charakteristischen Wert der Baugrundsteifigkeit. Bei Annahme der oberen charakteristischen Steifigkeit des Baugrundes sind die Baugrundverformungen ohnehin deutlich geringer als im Baugrundgutachten angenommen.

## 4.2 Biegung und Längskraft

Die Biegebemessung wird mit Hilfe des Programms AQB nach DIN 1045-1 durchgeführt. Die Vorgaben für die Querschnittsbemessung sind dabei identisch mit denen aus DIN-Fachbericht 102. Die Bemessung wird für die elastisch ermittelten Schnittgrößen  $E_d$  aus den Bemessungslastfällen 501-506 für die weiche Gründung und 511 bis 516 für die steife Gründung durchgeführt. Der Bemessungswert des Widerstandes  $R_d$  muß ausreichend groß sein, um die Bemessungsschnittgröße  $E_d$  aufnehmen zu können.

$$R_d \geq E_d$$

Als untere Grenze für die Biegebewehrung wurde dazu bereits in Abschnitt V.1.4 die Mindestoberflächenbewehrung vorgegeben. Sie ist i. d. R. auch ausreichend zur Sicherstellung der erforderlichen Robustheit.

Die Bemessung ergibt für den unteren (Rang 1) und oberen Querschnittsrand (Rang 2) die erforderliche Biegebewehrung für den GZT. Das Versatzmaß aus der Querkraftbemessung ist bei der Wahl der Biegebewehrung zusätzlich zu berücksichtigen. Für die Einhaltung der rechnerischen Rissbreite  $w_k = 0,2$  mm im GZG ist ggf. eine höhere Bewehrung erforderlich.

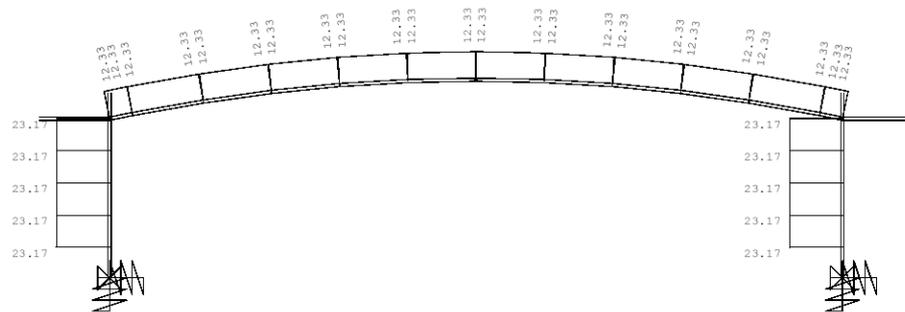
Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				



Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

### 4.3 Querkraft

Die Kontrollrechnung zeigt, dass bei den vorliegenden Querschnittsabmessungen die Querkraft  $V_{Ed}$  im GZT teilweise unter der Bemessungsgrenze der Schubbewehrung  $V_{Rd,ct}$  und teilweise leicht darüber liegt. In den Querschnitten mit statisch erforderlicher Querkraftbewehrung ergeben die geringen  $V_{Ed}$ -Werte rechnerisch sehr kleine Bügelbewehrungsgrade, die unterhalb der Mindestschubbewehrung liegen. Im gesamten Tragwerk wird daher die Mindestschubbewehrung maßgebend, die bereits in Abschnitt V.1.4 ermittelt wurde.



erforderliche Bügelbewehrung im GZT

erf  $A_{s,w}$  [cm<sup>2</sup>/m]

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

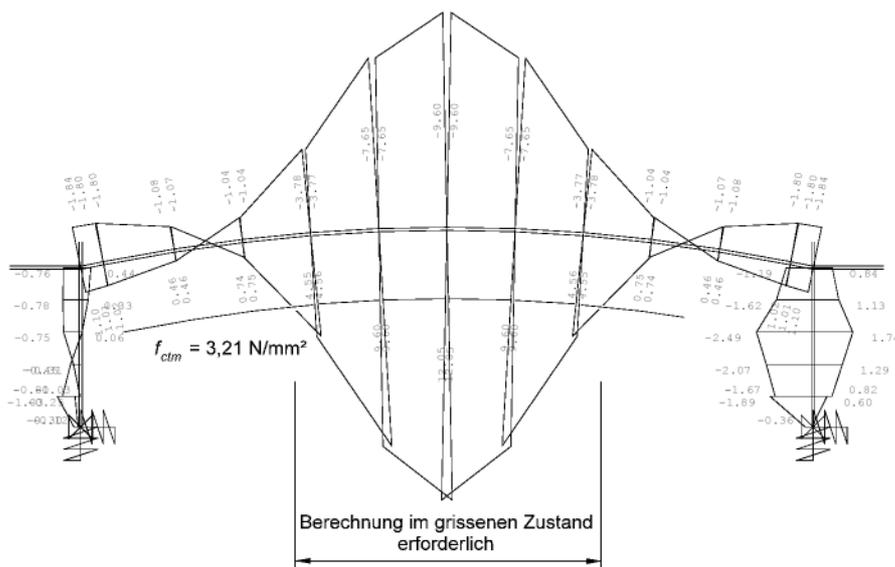
Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## 5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

### 5.1 Spannungsbegrenzungen

Durch die Begrenzung der Spannungen im GZG sollen übermäßige Schädigungen des Betongefüges, z. B. durch nicht-lineares Kriechen, sowie nichtelastische Verformungen der Bewehrung vermieden werden. Eine Begrenzung der Betonzugspannungen ist dabei für Stahlbetonbauwerke nicht erforderlich. Von der Höhe der Betonzugspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination (EWK) hängt jedoch das Berechnungsverfahren für die Beton- und Stahlspannungen in den folgenden Nachweisen ab. Wird der Mittelwert der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  unter der seltenen EWK überschritten, so müssen die Spannungsnachweise unter Annahme des gerissenen Zustandes ermittelt werden. Im Rahmen der Vorstatik wird im Folgenden besonders der Überbau und dort vorrangig der Feldquerschnitt betrachtet.

Die größten Zugspannungen auf der Unterseite des Überbaus treten bei Annahme der weichen Gründung für max  $M_y$  und zug  $N$  auf (LF 601). Die größten Randspannungen oben ergeben sich für die Kombination min  $M_y$  und zug  $N$  bei Annahme der steifen Gründung (LF 606).



Randspannungen im ungerissenen Zustand  
Seltene Einwirkungskombination

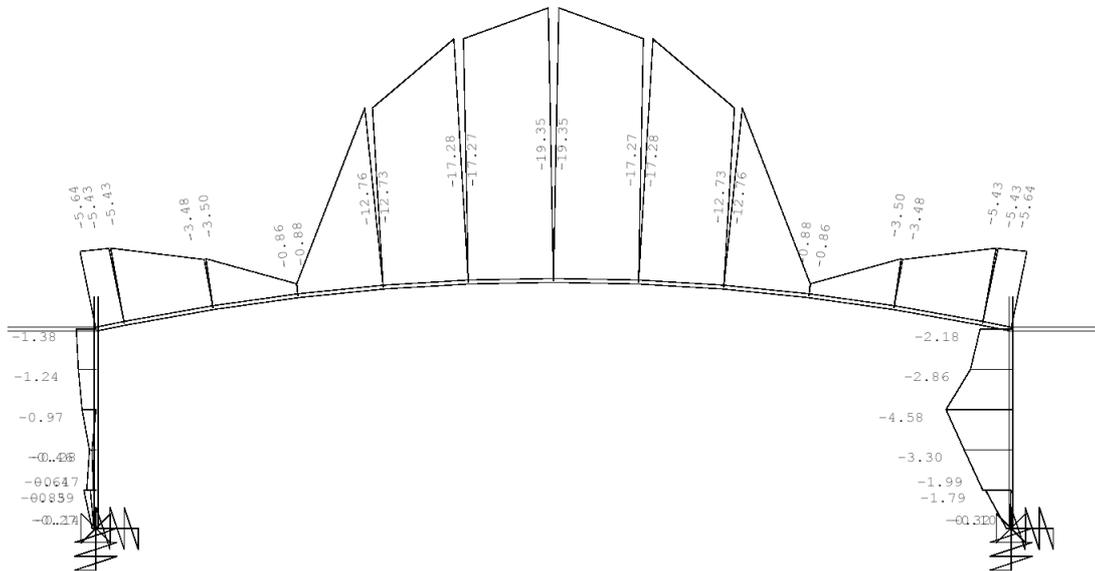
max  $M_y$  / zug  $N$   
weiche Gründung

LF 601

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			



Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	



Betonrandspannungen im gerissenen Zustand  
Nicht häufige Einwirkungskombination

max  $M_y$  / zug  $N$   
weiche Gründung

LF 611

$$\min \sigma_c = > -0,6 \cdot f_{ck} = -21,0 \text{ N/mm}^2$$

$$-19,4 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{FB 102, II-4-4-1-2 (103) P}]$$

Die Bedingung zur Vermeidung des nicht-linearen Kriechens wird eingehalten.

Begrenzung der Stahlspannungen unter der nicht-häufigen EWK

Auszuwerten sind die gleichen Lastfälle wie zuvor. Maßgebend wird der untere Querschnittsrand in Feldmitte mit  $A_{s,1} = 67,5 \text{ cm}^2$  im LF 611 (max  $M_y$ , weiche Gründung).

$$\max \sigma_{s,1} = 349 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$[\text{FB 102, II-4.4.1.3 (105)}]$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## 5.2 Begrenzung der Rissbreite

### 5.2.1 Nachweisbedingungen

Als Stahlbetonbauwerk ist die Brücke der Anforderungsklasse D zugeordnet (siehe auch Abschnitt II.2, Tabelle 2). Nach Tabelle 4.118 in FB 102 ist daher der Nachweis der rechnerischen Rissbreite  $w_k = 0,2$  mm unter der häufigen Einwirkungskombination zu führen. Ein Nachweis der Dekompression ist wegen der fehlenden Vorspannung nicht erforderlich.

### 5.2.2 Mindestoberflächenbewehrung

Die Mindestoberflächenbewehrung wurde bereits in Abschnitt V.1.4 ermittelt und als Ausgangswert für die Bemessung im GZT verwendet.

### 5.2.3 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwang

Das in DIN-Fachbericht 102, Abschnitt 4.4.2.2 angegebene Nachweisverfahren beschreibt die Begrenzung der Rißbreite  $w_k$  unter Zwang. Die erforderliche Mindestbewehrung kann nach Gl. (4.194) in FB 102 ermittelt werden. Die Berechnung wird beispielhaft für den unteren Rand in Feldmitte durchgeführt.

$$\text{erf } A_{s,1} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 23,7 \text{ cm}^2 < \text{vorh } A_s = 67,5 \text{ cm}^2$$

mit:

$$k_c = 0,4 \quad \text{für Querschnitte mit vernachlässigbarer Druckkraft}$$

$$k = 0,5 \quad \text{für alle Querschnitte da } h \geq 0,80 \text{ m}$$

$$f_{ct,eff} = 3,21 \text{ N/mm}^2 > 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{3,2/3,0} \cdot 160 \text{ N/mm}^2 = 165 \text{ N/mm}^2$$

umgerechnete Spannung im Betonstahl nach Tabelle 4.120 für  $d_s = 28$  mm

$$A_{ct} = 1,20 \text{ m} \cdot (0,800 \text{ m} - 0,289 \text{ m}) = 0,61 \text{ m}^2$$

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen	Seite:
Vorgang:		

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

Für die Bestimmung der Mindestbewehrung unter Zwang werden die schwächer ausgenutzten Querschnitte nahe der Rahmenecke maßgebend, die unter seltenen Lasten Randspannungen nahe der Zugfestigkeit erreichen. Für den Anschnitt oben ergibt sich:

$$\text{erf } A_{s,2} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 65,5 \text{ cm}^2 > \text{vorh } A_s = 45,5 \text{ cm}^2$$

mit:

$$k_c = 0,4 \quad \text{für Querschnitte mit vernachlässigbarer Druckkraft}$$

$$k = 0,5 \quad \text{für alle Querschnitte da } h \geq 0,80 \text{ m}$$

$$f_{ct,eff} = 3,21 \text{ N/mm}^2 > 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{3,2/3,0} \cdot 190 \text{ N/mm}^2 = 196 \text{ N/mm}^2$$

umgerechnete Spannung im Betonstahl nach Tabelle 4.120 für  $d_s = 20 \text{ mm}$

$$A_{ct} = 3,88 \text{ m}^2 - 1,20 \text{ m} \cdot (2,743 \text{ m} - 1,180 \text{ m}) = 2,00 \text{ m}^2$$

Gewählt:  $\emptyset 20 - 15 = 68 \text{ cm}^2$

## 5.2.4 Begrenzung der Rißbreite unter Last

Für Anforderungsklasse D ist die rechnerische Rissbreite  $w_k = 0,2 \text{ mm}$  unter der häufigen Einwirkungskombination nachzuweisen. Folgende Kombinationslastfälle werden dafür ausgewertet:

621-622	max/min My	GZG-häufig, gerissen, weiche Gründung
623-624	max/min N	GZG-häufig, gerissen, weiche Gründung
625-626	max/min My	GZG-häufig, gerissen, steife Gründung
627-628	max/min N	GZG-häufig, gerissen, steife Gründung

Maßgebend ist der untere Rand in Feldmitte. Die Berechnung erfolgt wieder unter der Annahme gerissener Querschnitte.

Die größte Stahlspannung  $\sigma_{s,1}$  in Feldmitte unter der häufigen EWK ergibt sich für den LF 621 (max  $M_y$ , weiche Gründung). Auf der sicheren Seite liegend wird ein Abbau der Zwangsschnittgröße bei Rissbildung nicht berücksichtigt.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

$$\sigma_{s,1} = 281 \text{ N/mm}^2 \text{ für vorh } A_s = 67,5 \text{ cm}^2$$

Im Rahmen der Vorstatik wird der Nachweis der Rissbreite vereinfachend durch Vergleich mit den tabellierten Grenzdurchmessern und Stababständen aus FB 102, Tabellen 4.120 und 4.121 geführt. Da im vorliegenden Fall die Zwangsschnittgrößen dominieren, ist der Nachweis der Grenzdurchmesser maßgebend:

$$\text{zul } \sigma_s = \sqrt{3,2/3,0} \cdot 160 \text{ N/mm}^2 = 165 \text{ N/mm}^2$$

umgerechnete Spannung im Betonstahl nach Tabelle 4.120 für  $d_s = 28 \text{ mm}$

$$\text{erf } A_s = \text{vorh } A_s \cdot 281 / 165 = 115,0 \text{ cm}^2$$

Gewählt:	1. Lage längs	10 ø28 - 12	=	61,6	cm <sup>2</sup>
	2. Lage längs	10 ø28 - 12	=	61,6	cm <sup>2</sup>
	Zusammen		=	123,2	cm <sup>2</sup>

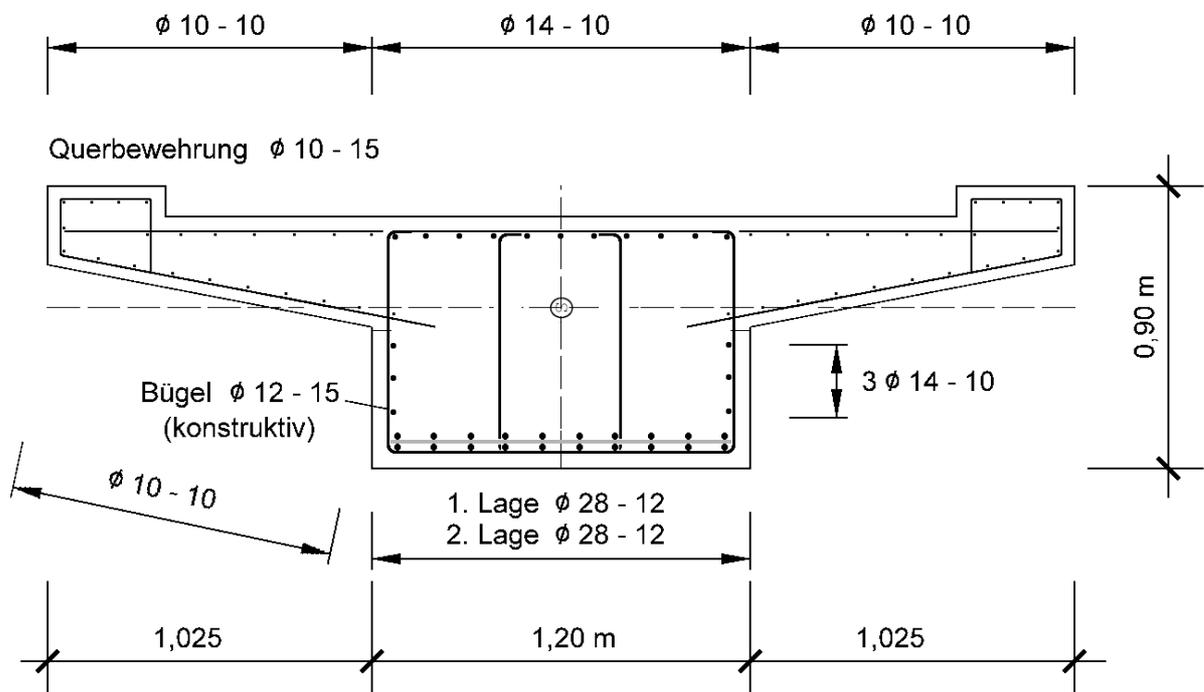
Die 2. Lage ist nur im Feldbereich erforderlich und muss daher nicht gestoßen werden. Die genaue Abstufung der unteren und oberen Bewehrung ist im Rahmen der Ausführungsstatik festzulegen.

Bauteil:	Gesamtbauwerk		Archiv-Nr.:	
Block:	V.1	Berechnungsgrundlagen		Seite:
Vorgang:				

Verfasser:	<b>König, Heunisch und Partner • Beratende Ingenieure für Bauwesen</b> Oskar-Sommer-Str. 15-17 • 60596 Frankfurt a. M. • Tel.: (069) 63 00 08-0	Proj.-Nr.: 03 0154
Bauwerk:	Integrale Fuß- und Radwegbrücke über die B 457 OU Hungen ASB-Nr.: 5519 571	

## 6 Bauliche Durchbildung

Als Vorgabe für die Erstellung der Bewehrungspläne ist die in Kapitel 4 und 5 ermittelte Bewehrung zusammenzustellen. Als Beleg für die Ausführbarkeit ist im Folgenden der Feldquerschnitt dargestellt.

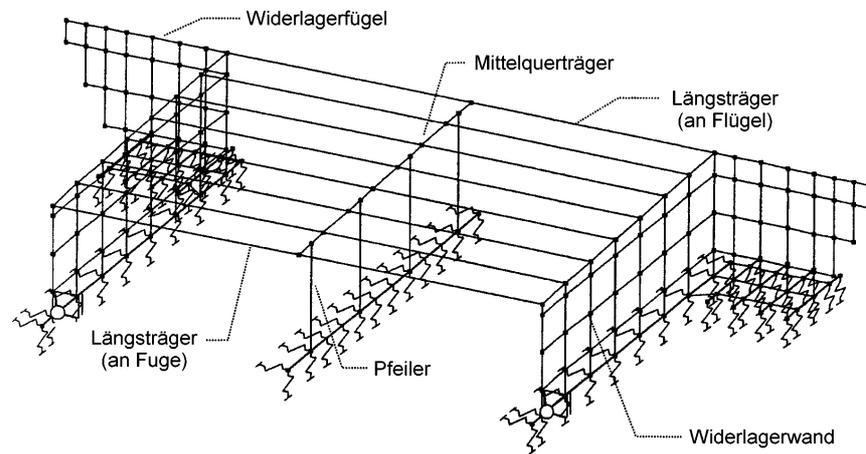


Querschnitt Nr. 1 (Feldmitte), Bewehrungsskizze

Bauteil:	Gesamtbauwerk	Seite:	Archiv-Nr.:
Block:	V.1 Berechnungsgrundlagen		
Vorgang:			

# Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken

## Anlage 2 Parameterstudie und Beispielrechnung für ein integrales Bauwerk



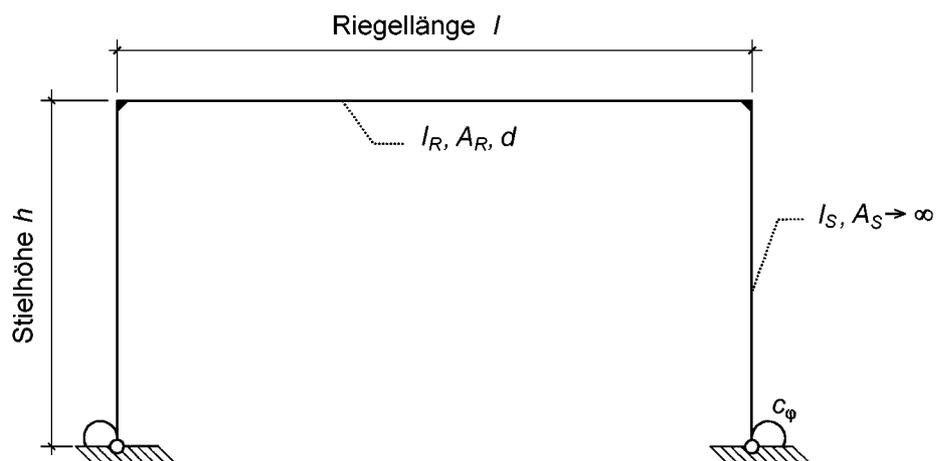
1	Vorbemerkungen	3
2	Parameterstudie zur Zwangbeanspruchung in fugenlosen Bauwerken	3
3	Beispiel einer fugenlosen Straßenbrücke	12
	Literatur	17

## 1 Vorbemerkungen

Die folgende Parameterstudie und die Beispielrechnung sind dem Aufsatz „Fugenlose Betonbrücken – Besonderheiten bei Bemessung und Ausführung“ von *Michael Six* und *Carl-Alexander Graubner* entnommen. Der Aufsatz wurde 1998 anlässlich des Symposiums „Kreative Ingenieurleistungen, innovative Bauwerke – zukunftsweisende Bewehrungs- und Verstärkungsmöglichkeiten“ veröffentlicht, das gemeinsam vom Institut für Massivbau der TU Darmstadt und vom Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien veranstaltet wurde. Die Bezeichnungen wurden im Folgenden an die DIN-Fachberichte angepasst. Die Zahlenwerte für Einwirkungen im Beispiel sind jedoch noch der DIN 1072 entnommen.

## 2 Parameterstudie zur Zwangbeanspruchung in fugenlosen Bauwerken

Die aus Zwangbeanspruchungen in fugenlosen Brückenbauwerken entstehenden Schnittgrößen hängen im Wesentlichen von den Steifigkeiten des Überbaus und der Widerlager ab. Zur Bestimmung des Steifigkeitseinflusses auf die Zwangbeanspruchung nach Elastizitätstheorie wird beispielhaft ein in den Fußpunkten elastisch eingespannter, einhüftiger Rahmen nach Bild 1 betrachtet.



**Bild 1** Rahmen mit allgemeinen Bezeichnungen

Zur Normierung der auftretenden Schnittgrößen wird als Bezugssystem ein beidseitig voll

eingespannter Einzelstab der Länge  $l$  herangezogen, für dessen Schnittgrößen gilt:

**Fall 1** Temperaturschwankung  $\Delta T_N$

$$N_{\max} = \alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot E_c \cdot A_c \quad (1)$$

**Fall 2** Linearer Temperaturunterschied  $\Delta T_M$

$$M_{\max} = \alpha_T \cdot \Delta T_M \cdot E_c \cdot I_c / d \quad (2)$$

**Fall 3** Stützensenkung  $\Delta s$

$$M_{\max} = \Delta s \cdot 6 \cdot E_c \cdot I_c / l^2 \quad (3)$$

Für die Schnittgrößen des elastisch eingespannten Rahmens unter Zwangbeanspruchung sind zunächst folgende Kenngrößen zu bestimmen:

$$K_1 = \frac{I_R}{I_S} \cdot \frac{h}{l} \quad K_2 = \frac{E \cdot I_R}{c_\varphi \cdot l} \quad K_3 = h \cdot \sqrt{\frac{A_R}{I_R}} \quad (4)$$

Der Beiwert  $K_1$  beschreibt das Steifigkeitsverhältnis zwischen Riegel und Stiel, der Beiwert  $K_2$  gibt den Einspanngrad der Stiele an den Fußpunkten wieder. Für starre Fußpunkteinspannung gilt  $K_2 = 0$ , während für gelenkige Fußpunkt Lagerung  $K_2 \rightarrow \infty$  anzusetzen ist. Der Eingangswert  $K_3$  erfasst die Dehnsteifigkeit des Rahmenriegels und kann auch über eine Ersatzschlankheit

$$\lambda = l \cdot \sqrt{\frac{A_R}{12 \cdot I_R}} \quad \text{für beliebigen Riegelquerschnitt bzw.} \quad (5a)$$

$$\lambda = l / d \quad \text{für rechteckigen Riegelquerschnitt} \quad (5b)$$

ausgedrückt werden. Mit dieser anschaulicheren Darstellung ergibt sich  $K_3$  zu:

$$K_3 = \sqrt{12} \cdot \lambda \cdot h / l \quad (6)$$

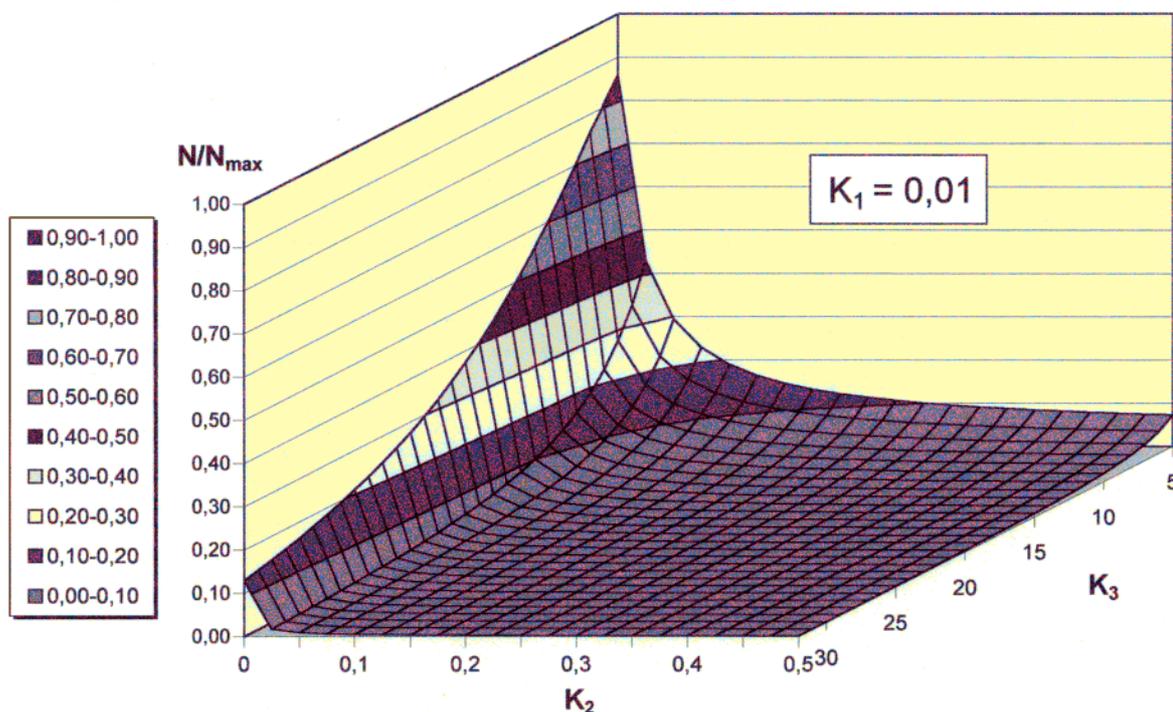
Mit den Eingangsgrößen nach Gl. (4) - (6) sowie den Schnittgrößen des starr eingespannten Einzelstabes nach Gl. (1) - (3) können die normierten Riegelschnittgrößen bestimmt werden. Dabei ist zu beachten, dass in vielen Tabellenwerken die Rahmenschnittgrößen unter Vernachlässigung der Dehnsteifigkeit des Riegels angegeben werden, die jedoch – insbesondere bei Zwangbeanspruchung infolge  $\Delta T_N$  – von Bedeutung sein kann.

**Fall 1** Temperaturschwankung  $\Delta T_N$  im Riegel

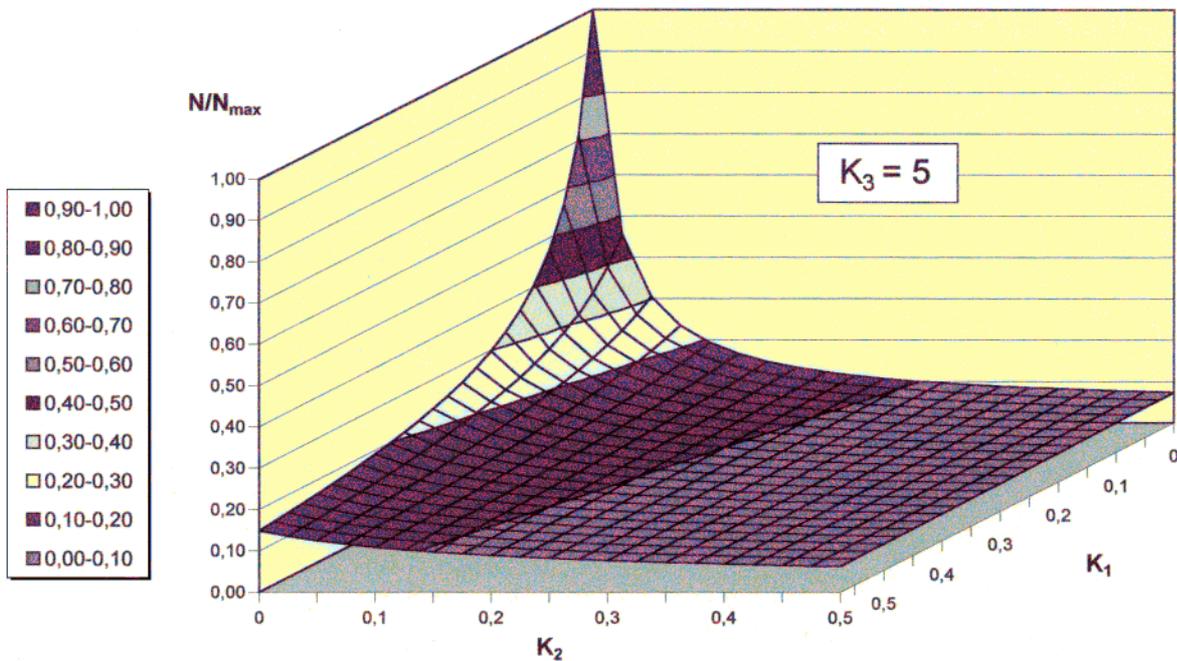
$$\frac{N_R}{N_{\max}} = \frac{1}{1 + K_3^2 \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 - \frac{(K_1 + 2 \cdot K_2)^2}{(2 \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 + 1)} \right\}} \quad (7a)$$

$$\frac{M_R}{N_{\max} \cdot h} = \frac{K_1 + 2 \cdot K_2}{2 \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 + 1} \cdot \frac{N_R}{N_{\max}} \quad (7b)$$

Bild 2 verdeutlicht sowohl die Auswirkungen einer elastischen Fußpunkteinspannung als auch den Einfluss der Überbauschlankheit auf die unter der Temperaturänderung  $\Delta T_N$  entstehende Riegelnormalkraft für ein bestimmtes Steifigkeitsverhältnis  $K_1$ . Man erkennt, dass mit wachsendem Eingangswert  $K_3$ , d. h. mit steigender Schlankheit  $\lambda$  oder wachsendem Verhältnis  $h/l$  die Zwangsschnittgrößen gegenüber dem starr eingespannten Stab deutlich abgebaut werden. Gleiches gilt auch, wenn eine kleine Verdrehung der Stiefußpunkte ( $K_2 > 0$ ) möglich ist. Damit wird klar, dass zur Schnittgrößenbestimmung im Belastungsfall 1 eine wirklichkeitsnahe Abschätzung des Einspanngrades  $K_2$  von großer Bedeutung ist. Bild 3 zeigt ergänzend den großen Einfluss des Steifigkeitsverhältnisses  $I_R / I_S$  auf die Riegelnormalkraft bei konstantem Eingangswert  $K_3$ . Auch hier ist zu sehen, dass für baupraktische Fälle ( $K_1 > 0,1$ ) die Zwangsschnittgrößen gegenüber dem starr eingespannten Ersatzstab deutlich verringert sind.



**Bild 2** Bezogene Riegelnormalkraft bei gleichmäßiger Temperaturbeanspruchung ( $K_1 = 0,01$ )



**Bild 3** Bezogene Riegehnormalkraft bei gleichmäßiger Temperaturbeanspruchung ( $K_3 = 5$ )

**Fall 2** Linearer Temperaturunterschied  $\Delta T_M$  im Riegel

Bei ungleichmäßiger Temperaturbeanspruchung  $\Delta T_M$  des Riegels ergeben sich nach Elastizitätstheorie die Schnittgrößen im Riegel zu:

$$\frac{M_R}{M_{\max}} = \frac{1}{1 + 2 \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 - \left\{ \frac{(K_1 + 2 \cdot K_2)^2}{\frac{2}{3} \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 + 1/K_3^2} \right\}} \quad (8a)$$

$$\frac{N_R \cdot h}{M_{\max}} = \frac{K_1 + 2 \cdot K_2}{\frac{2}{3} \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 + 1/K_3^2} \cdot \frac{M_R}{M_{\max}} \quad (8b)$$

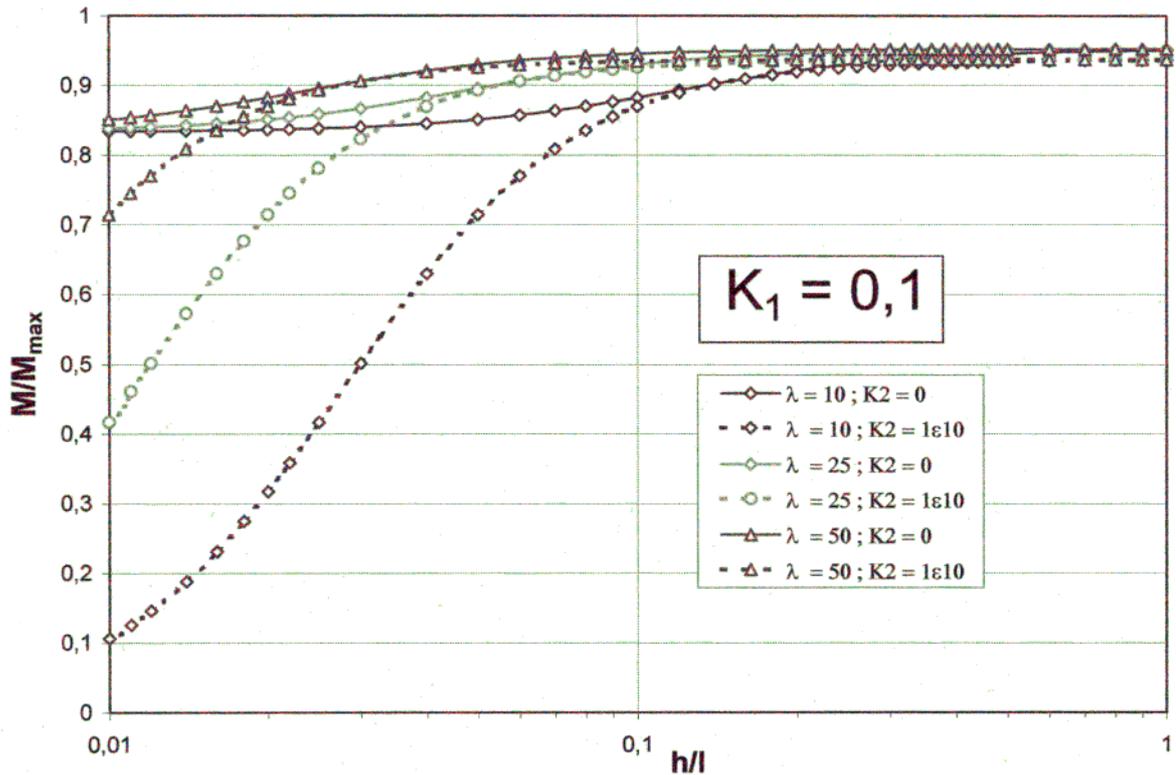
Aus Gl. (8a) ist zunächst ersichtlich, dass sich die Schlankheit des Überbaus bei einem linearen Temperaturunterschied  $\Delta T_M$  nur bei sehr kleinem Verhältnis  $h/l$  auf das im Riegel entstehende Biegemoment auswirken kann. Dies wird auch durch Bild 4 veranschaulicht, welches zeigt, dass der Einfluss der Schlankheit bei baupraktischen Verhältnissen  $h/l > 0,1$  vernachlässigt werden kann.

Aus Bild 5 wird der Einfluss des Steifigkeitsverhältnisses  $K_1$  deutlich und man erkennt gleichzeitig, dass die Auswirkungen einer elastischen Fußpunkteinspannung (Variation von  $K_2$ ) ebenfalls von untergeordneter Bedeutung sind. Daher können die sich aus der

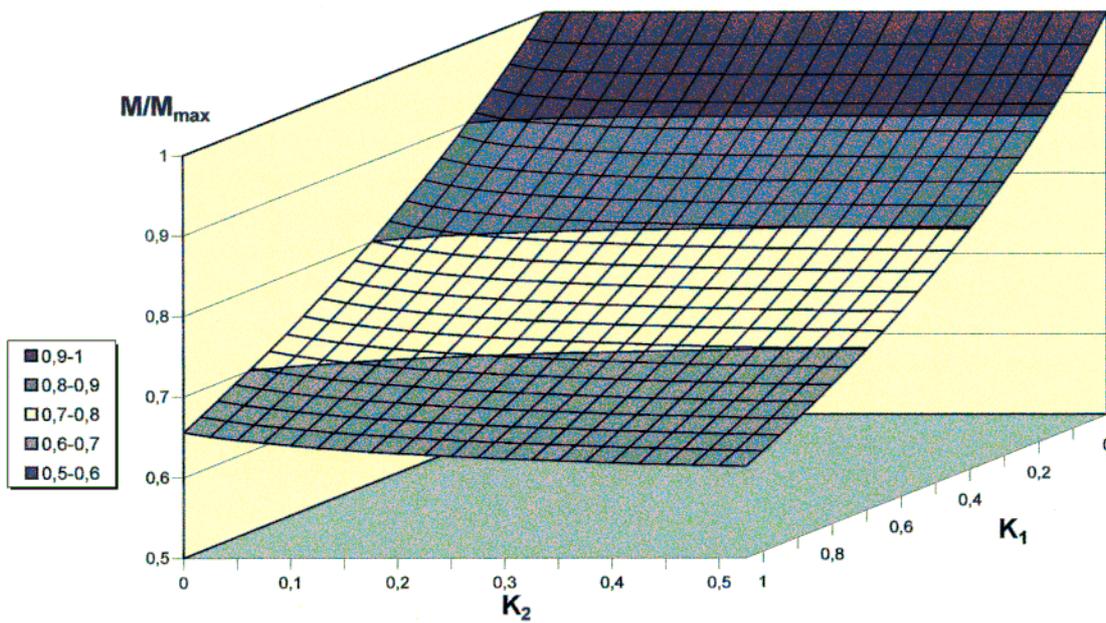
Temperaturbeanspruchung  $\Delta T_M$  ergebenden Schnittgrößen des Riegels auf der sicheren Seite liegend für starre Fußpunkteinspannung ( $K_2 = 0$ ) bestimmt werden:

$$\frac{M_R}{M_{\max}} = \frac{1}{1 + K_1/2} \quad (9a)$$

$$\frac{N_R \cdot h}{M_{\max}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_R}{M_{\max}} \quad (9b)$$



**Bild 4** Rieglmomente bei linearem Temperaturunterschied für  $K_1 = \text{konst.}$



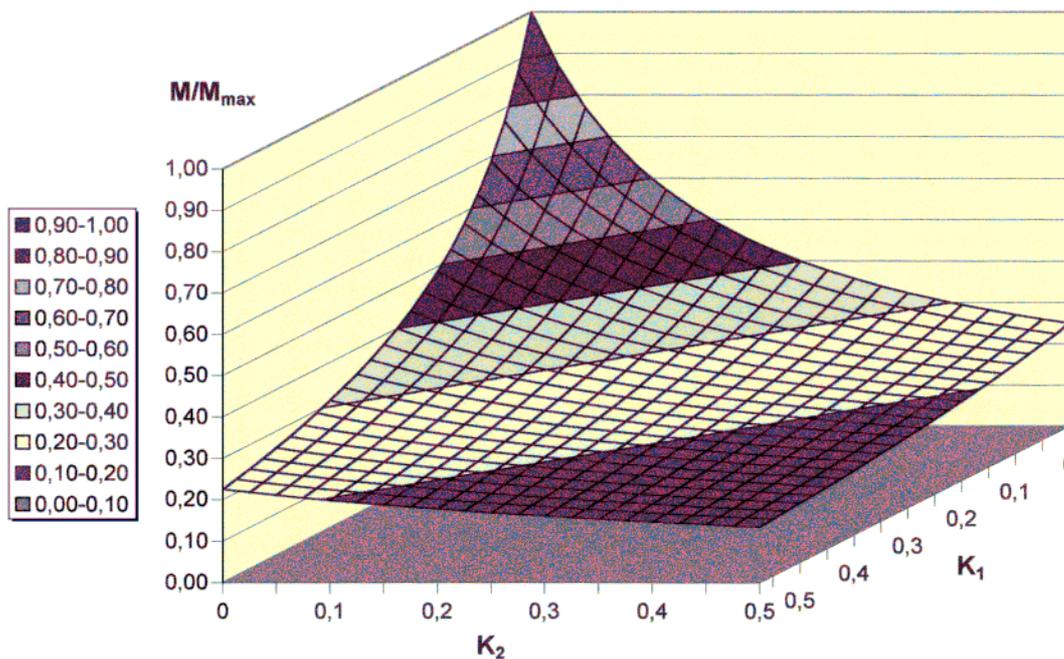
**Bild 5** Rieglmomente bei linearem Temperaturunterschied  $\Delta T_M$  unter Vernachlässigung der Dehnsteifigkeit des Riegels

**Fall 3** Stützensenkung  $\Delta s$  eines Fußpunktes

Für den Fall einer einseitigen Stützensenkung ergibt sich nach Elastizitätstheorie das Riegel-eckmoment unabhängig von der Ersatzschlankheit des Riegels nach Gl. (10) zu:

$$\frac{M_R}{M_{\max}} = \pm \frac{1}{1 + 6 \cdot (K_1 + K_2)} \quad (10)$$

Im Riegel entstehen infolge Stützensenkung keine Normalkräfte. Man erkennt aus Bild 6, dass bei kleinem Einspanngrad ( $K_2 > 0,5$ ) nur kleine Biegemomente im Riegelanschnitt entstehen, diese aber bei starrer Einspannung ( $K_2 = 0$ ) deutlich vom Steifigkeitsverhältnis  $K_1$  abhängen.



**Bild 6** Riegeleckmomente bei einseitiger Stützensenkung

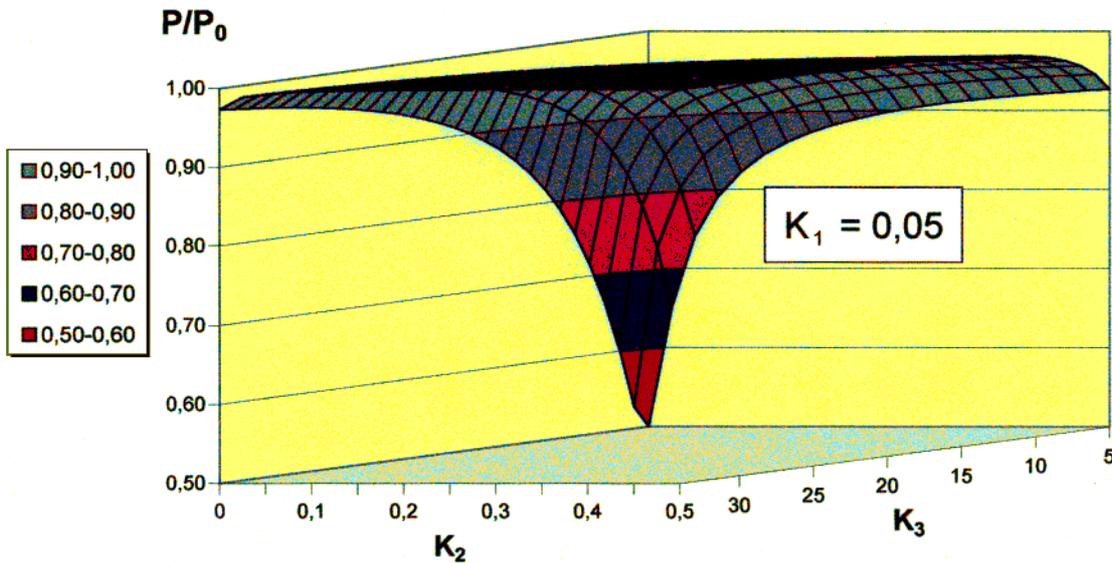
Bei größeren Bauwerksabmessungen ist aus technischen und wirtschaftlichen Gründen eine Vorspannung des Überbaus sinnvoll. Bei fugenlosen Bauwerken ist jedoch zu beachten, dass ein nicht unerheblicher Teil der Normalkraft aus Vorspannung im Überbau nicht wirksam wird, sondern über die Stiele bzw. Widerlager in den Untergrund abfließt. Die im Riegel zum Zeitpunkt  $t = 0$  wirksame Normalkraft kann bezogen auf die Anspannkraft  $P_0$  bestimmt werden zu:

$$\frac{N_R^P}{P_0} = 1 - \frac{1}{1 + K_3^2 \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 - \frac{(K_1 + 2 \cdot K_2)^2}{(2 \cdot K_1 + 2 \cdot K_2 + 1)} \right\}} \quad (11)$$

In diesem Fall sind – wie bei gleichmäßiger Temperaturbeanspruchung – sämtliche Eingangswerte nach Gl. (4) von Bedeutung. Bereits bei geringfügiger Elastizität der Fußpunkteinspannung und mit wachsender Riegelschlankheit werden die Spannkraftverluste im Riegel jedoch sehr klein, d. h. es wird nahezu die volle Vorspannkraft im Riegel als Normalkraft wirksam.

Bezüglich der Biegemomente aus Vorspannung ist anzumerken, dass die Lastfälle Vorspannung und Eigengewicht stets gemeinsam und überwiegend entgegengerichtet auftreten. Somit heben sich sämtliche Steifigkeitseinflüsse im Lastfall  $G + P$  weitgehend auf und können in der Vordimensionierung unberücksichtigt bleiben. Dies gilt allerdings nicht für

die Biegemomente im Riegel, die sich bei statisch unbestimmter Lagerung aus dem in den Untergrund abfließenden Normalkraftanteil der Vorspannung ergeben.



**Bild 7** Im Riegel verbleibende Vorspannkraft bei Variation der Eingangsgrößen  $K_2$  und  $K_3$

Die Bilder 2 bis 7 verdeutlichen den bei einer elastischen Berechnung großen Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse auf die in monolithischen Bauwerken entstehenden Zwangsschnittgrößen. In Betonbauwerken verringern sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Steifigkeiten infolge Rissbildung in den am höchsten beanspruchten Querschnitten deutlich. Dies bedeutet, dass Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit stark abgebaut werden, wenn die Verformungsfähigkeit (Duktilität) in den entsprechenden Querschnitten hinreichend groß ist. Die günstige Wirkung des Steifigkeitsabfalls im Zustand II auf die Zwangsschnittgrößen kann durch eine wirklichkeitsnahe nichtlineare Berechnung des Bauwerks erfasst werden. Eine derartige Berechnung ist nach DIN 1045-1 bereits heute zulässig, in der Regel jedoch sehr aufwendig und nur mit Hilfe spezieller Computerprogramme möglich. Für Brücken nach DIN-Fachbericht 102 sind nichtlineare Berechnungsverfahren daher nicht zugelassen. Vor- und Nachteile einer wirklichkeitsnahen nichtlinearen Bauwerksanalyse sind in [1], [2] und [3] dargestellt.

Die starke Abminderung der Biegesteifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegenüber dem nach Elastizitätstheorie im Zustand I (ungerissen) angesetzten Wert  $B^I = E_{cm} \cdot b \cdot h^3 / (12 \cdot \gamma_c)$  kann näherungsweise wie folgt veranschaulicht werden.

Für Rechteckquerschnitte unter reiner Biegebeanspruchung kann die Biegesteifigkeit  $B^{II}$  im gerissenen Zustand in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades  $\omega = A_s f_{yd} / (b \cdot d \cdot f_{cd})$  ermittelt werden.

$$M_{Rd} = \omega \cdot \left(1 - \frac{k_a}{\alpha_R \cdot \alpha} \cdot \omega\right) \cdot b d^2 f_{cd} \approx \omega \cdot (1 - 0,6\omega) \cdot b d^2 f_{cd}$$

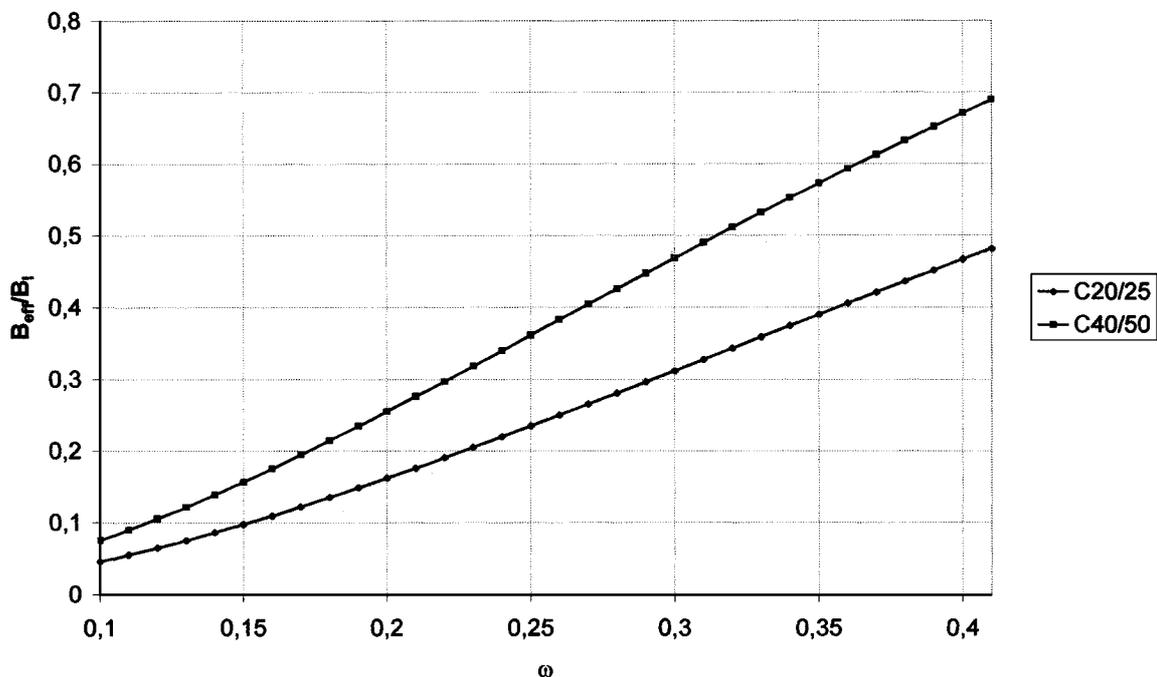
$$\kappa_{Rd}^{II} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi \cdot d} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot \alpha_R \cdot \alpha}{\omega \cdot d}$$

$$B^{II} = \frac{M_{Rd}}{\kappa_{Rd}^{II}} = \frac{\omega^2 \cdot (1 - 0,6 \cdot \omega) \cdot b d^3 f_{cd}}{\varepsilon_{cu} \cdot \alpha \cdot \alpha_R} \approx 415 \cdot \omega^2 \cdot (1 - 0,6 \cdot \omega) \cdot b d^3 f_{cd}$$

Die Biegesteifigkeit  $B^{II}$  bezieht sich dabei allein auf den gerissenen Querschnitt unter der maximal möglichen Beanspruchung  $M_{Rd}$  im Zustand II. Wegen diskreter Rissbildung und der Zugversteifung des Betons zwischen den Rissen (engl.: tension stiffening) kann  $B^{II}$  nicht direkt verwendet werden. Als effektive Biegesteifigkeit  $B_{eff}$  unter Berücksichtigung der Zugversteifung kann näherungsweise angesetzt werden:

$$\frac{B_{eff}}{B^I} = \frac{2 \cdot B^{II} / B^I}{1 + B^{II} / B^I}$$

Bild 8 veranschaulicht die Abminderung der Biegesteifigkeit bei Übergang in Zustand II in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades  $\omega$ . Damit wird klar, in welchem Umfang sich Zwangsschnittgrößen bei einer wirklichkeitsnahen Berechnung abbauen können.



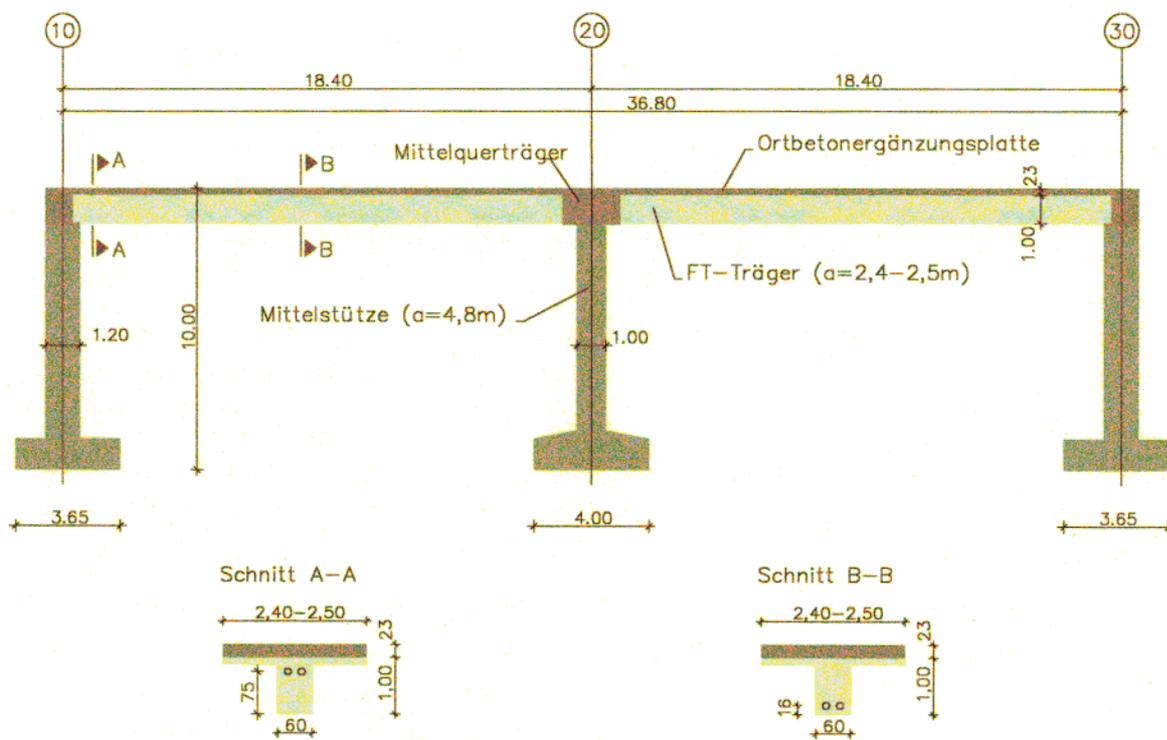
**Bild 8** Bezogene effektive Biegesteifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Rechteckquerschnitt unter reiner Biegebeanspruchung

### 3 Beispiel einer fugenlosen Straßenbrücke

Am Beispiel einer fugenlosen Rahmenkonstruktion für die Autobahnbrücke Holledau sollen die Besonderheiten eines derartigen monolithischen Bauwerks dargestellt werden.

Das Autobahndreieck Holledau ist einer der meistbelasteten Verkehrsknotenpunkte in Deutschland. Für die bestehende 60 Jahre alte Brücke wurde eine grundlegende Instandsetzung erforderlich. Bei einem Verkehrsaufkommen von bis zu 80.000 Fahrzeugen täglich und der Maßgabe, die notwendigen Arbeiten (Abriss des alten und Errichtung des neuen Brückenbauwerks) unter Aufrechterhaltung des Verkehrs mit möglichst geringen Beeinträchtigungen in der Hauptreisezeit Juli und August durchzuführen, war eine große Herausforderung.

Durch die monolithische Verbindung des Überbaus mit Mittelquerträger/Pfeiler und Widerlagerwand/-flügel stellt sich das statische System in Brückenlängsrichtung als zweihöftiger Stahlbetonrahmen mit Stützweiten von jeweils 18,40 m dar. In Querrichtung ist das ca. 40 m breite Bauwerk durch eine Raumfuge in zwei Bauwerkshälften geteilt, die nacheinander hergestellt werden, um die Verkehrsführung im Bauzustand aufrecht erhalten zu können.



**Bild 9** Längsschnitt der Autobahnbrücke Holledau

Die fugenlose Ausbildung eines solchen Rahmenbauwerks mit einer Gesamtlänge von ca. 62 m ist außergewöhnlich. Durch die Einspannung des Überbaus in die Widerlagerwände und

-flügel treten bei den notwendigen Querschnittsabmessungen erhebliche Zwangbeanspruchungen auf, die besondere Anforderungen an die Tragwerksplanung und Bauausführung stellen. Die monolithische Konstruktion hat jedoch im Hinblick auf den späteren Bauwerksunterhalt wesentliche Vorteile, weil die stets problematischen Brückenlager und aufwendige Übergangskonstruktionen zwischen Überbau und Widerlager entfallen können.

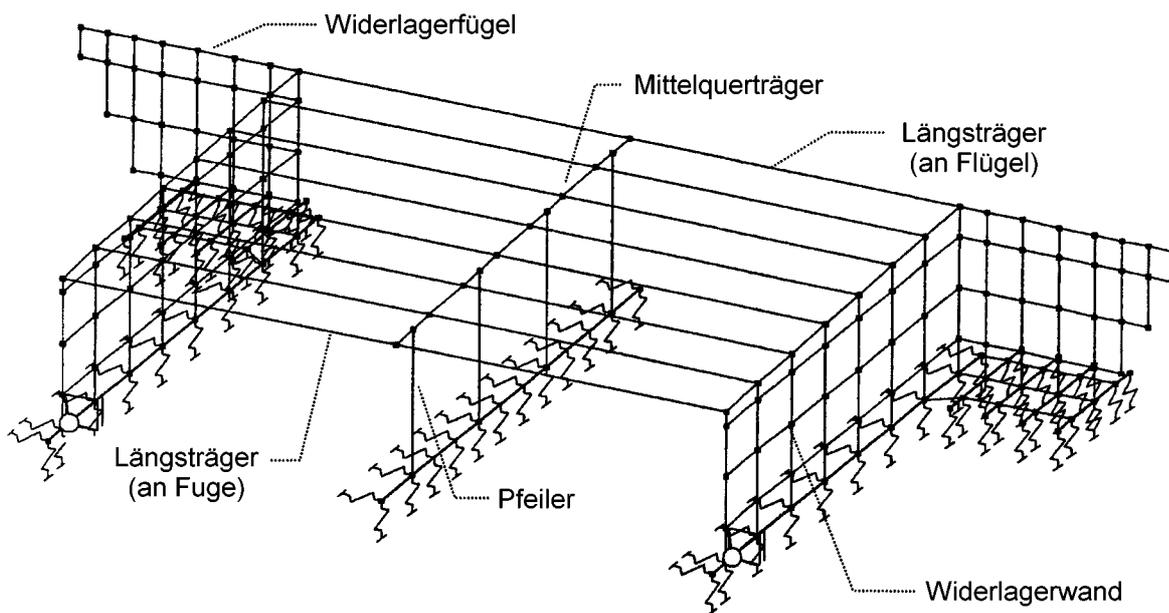
Bei diesem Bauwerk ist weiterhin bemerkenswert, dass die Rahmenriegel des Überbaus zur Verkürzung der Bauzeit aus Stahlbetonfertigteilen mit Plattenbalkenquerschnitt und einer Ortbetoneergänzungsplatte gebildet wurden. Die Fertigteile erhielten zur Verringerung der Durchbiegung im Bauzustand eine konstruktive Vorspannung, bestehend aus zwei Litzenpanngliedern, die jedoch für die Bemessung der Stahlbetonbauteile nicht als mittragend betrachtet wurden.

Zur Erzielung der Rahmenwirkung im Endzustand wurden die Fertigteile nach dem Verlegen, im Zuge der Herstellung der Ortbetoneergänzungsplatte, vollständig in die Rahmenwände ( $d = 1,2$  m) bzw. den örtlich hergestellten Auflagerquerträgern in Bauwerksmitte einbetoniert. Die monolithische Verbindung zwischen Rahmenriegel und Widerlagerwand wird durch eine entsprechende Bewehrungsbildung sichergestellt.

Die Widerlagerwände sowie die Rundstützen ( $d = 1,0$  m) unter dem Mittelquerträger sind auf elastisch gebetteten Fundamentbalken aufgelagert.

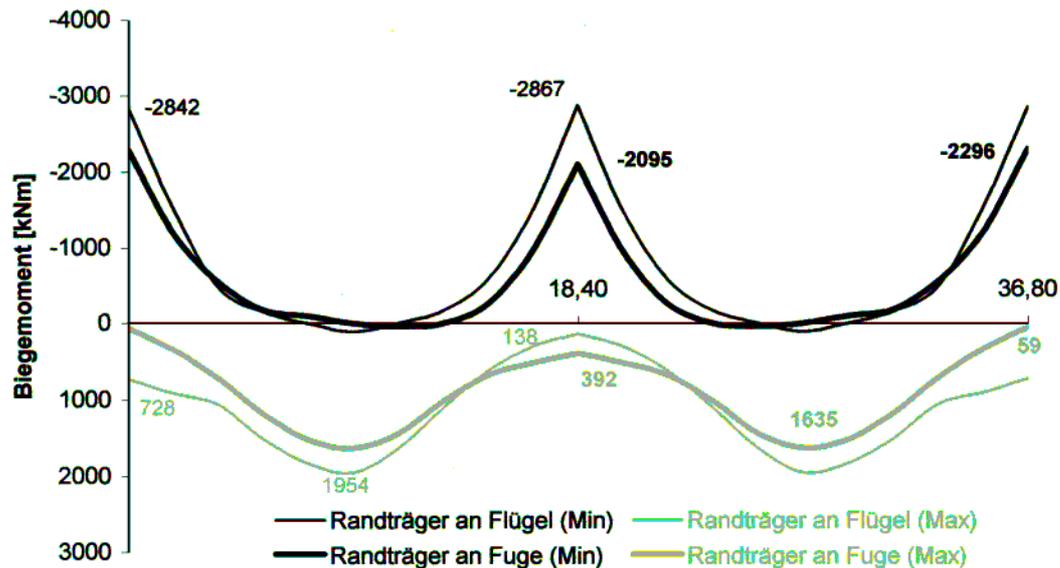
Das Bindeglied zwischen Brücke und anschließender Fahrbahn wird durch einen bituminösen Fahrbahnübergang – System THORMA JOINT – gebildet. Hierzu werden Edelsplitt einer einzigen Fraktion mit hochwertigem kautschukmodifiziertem Spezialbindemittel zu einer Dichtungs- und Dehnungsschicht verarbeitet, die eine hohe elasto-viskose Eigenschaft aufweist. Aufwendungen für die Bauwerksinspektionen und den Brückenunterhalt im Betriebszustand können somit reduziert werden.

Die Berechnung der Konstruktion erfolgte mit einer räumlichen Tragwerksmodellierung jeder Bauwerkshälfte, unter Berücksichtigung aller möglichen Einwirkungskombinationen und unter Ansatz einer elastischen Bettung der Fundamente (Bild 10). Hierdurch konnten die sich einstellenden Zwangbeanspruchungen wirklichkeitsnah erfasst und in die Bemessung eingeführt werden.

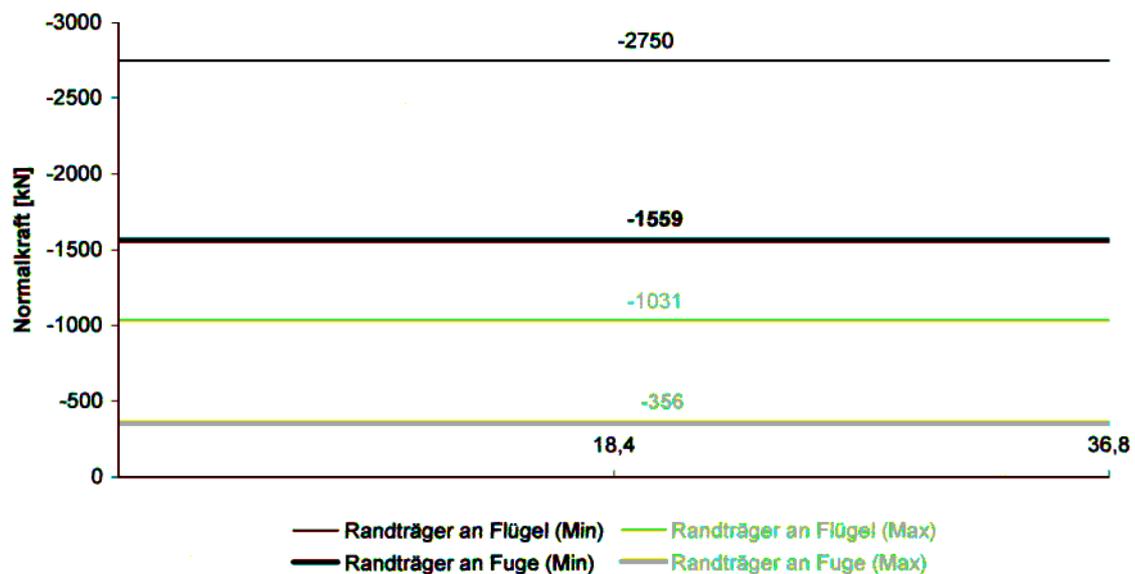


**Bild 10** Räumliches Tragwerksmodell

Die realistische Berechnung der Zwangschnittgrößen ist insbesondere in den Bauwerksendbereichen wichtig, da hier die Randträger biegesteif und nahezu unverschieblich in die sehr steifen Flügelwände eingespannt sind. Dementsprechend ergeben sich relativ hohe Rahmenmomente mit Zug an der Rahmeninnenseite, die durch die aus dem Fertigteilträger herausstehende Bewehrung aufgenommen werden müssen. Diesbezüglich war eine besonders exakte Planung und Ausführung der Bewehrung im Eckbereich erforderlich, um die Fertigteilträger an die vorab erstellten Widerlagerwände und die Flügel anschließen zu können. Aber auch im Bereich des Mittelquerträgers werden, zu der bereits an der Trägerunterseite erforderlichen Mindestbewehrung im Auflagerbereich, deutlich höhere Bewehrungsanteile als bei üblichen Durchlaufträgern benötigt. Diese resultieren im Wesentlichen aus der stark verhinderten Trägerverkürzung bei Abkühlung des Überbaus gegenüber der Temperatur im Einbauzustand. Darüber hinaus müssen die Litzenspannglieder der konstruktiven Vorspannung in den Rahmenriegeln mittels Betonstahlbewehrung miteinander verbunden werden, um eine unzulässige Rissbildung am Anschnitt zum Mittelquerträger zu vermeiden. Da in diesem Bereich nur sehr begrenzte Übergreifungslängen zur Verfügung stehen, sind hier geschweißte Bewehrungsstöße erforderlich.



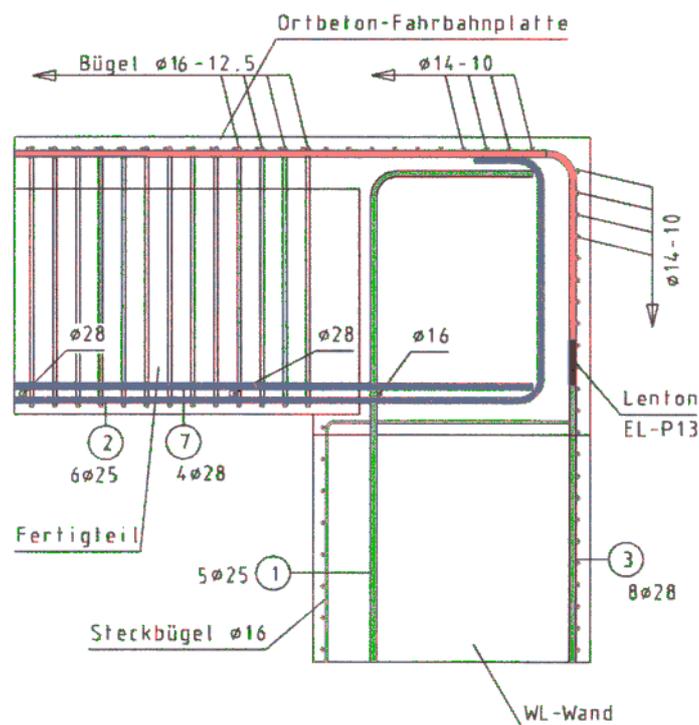
**Bild 11** Minimale und maximale Biegemomente in den Längsträgern für die maßgebende Lastfallkombination



**Bild 12** Minimale und maximale Normalkräfte in den Längsträgern für die maßgebende Lastfallkombination

In den Bildern 11 und 12 sind die minimalen und maximalen Schnittgrößen aus der maßgebenden Lastfallkombination für den Endzustand dargestellt. Während die negativen Stützmomente am Mittelquerträger sowie die negativen Rahmeneckmomente relativ einfach durch eine entsprechende Bewehrung in der Ortbetonergänzungsplatte bzw. in der nachträglich betonierten Rahmenecke aufgenommen werden konnten, verursachten die positiven Biegemomente an den genannten Stellen erhebliche Probleme für die Bewehrungsführung. Die positiven Momente ergeben sich im Wesentlichen aus der ungünstigen Überlagerung der

Lastfälle Temperaturschwankung  $\Delta T_N = -30$  K linearer Temperaturunterschied  $\Delta T_M = +7$  K, Stützensenkung  $\Delta s = 5$  mm sowie aus der konstruktiven Vorspannung der Fertigteilträger. Da es sich bei dem Bauwerk um eine Stahlbetonkonstruktion handelt und es auch als eine solche bemessen wurde, durfte die günstige Wirkung der Vorspannung nur mit dem Normalkraftanteil als „äußere Last“ unter Beachtung von Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden. Die ungünstige Wirkung des Umlenkdrucks hingegen musste berücksichtigt werden. Infolge der Systemänderung (Bauzustand: Einfeldträger; Endzustand: Rahmen) und Kriechen des Betons lagern sich die Schnittgrößen aus dem Umlenkdruck der Vorspannung zum „Eingusssystem“ hin um. Dadurch entstehen zusätzliche positive Stütz- und Rahmeneckmomente. Bild 13 verdeutlicht die Komplexität der Bewehrungsführung im Bereich der Rahmenecke. Die erforderliche Bewehrung für das positive Rahmeneckmoment führte zu einem Bewehrungsgehalt von  $\rho = 0,4$  %, der nach DIN 1045 [07.88] gerade noch ohne Schrägbewehrung zulässig war.



**Bild 13** Ausbildung der Eckbewehrung

Da die vorgenannten, zu positiven Stütz- bzw. Rahmeneckmomente führenden Lastfälle ausschließlich Zwangsschnittgrößen erzeugen, welche maßgeblich sowohl von den Absolut- als auch von den Verhältniswerten der Steifigkeiten abhängen, war eine Berechnung nur unter Ansatz der minimalen Bodenkennwerte nicht ausreichend. Zusätzlich mussten die Schnittgrößen unter Berücksichtigung der maximalen Bodenkennwerte ermittelt werden, bevor eine Bemessung durchgeführt werden konnte.

## Literatur

- [1] *Graubner, C.-A.*: Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze – Baustoffbedingte Abweichungen von elastizitätstheoretischen und plastizitätstheoretischen Lösungen. Dissertation. Technische Universität München, 1989
- [2] *Graubner, C.-A.*: Rotation Capacity and Moment Redistribution in Hyperstatic Reinforced Concrete Beams. CEB Bulletin d'Information No. 239, 1997
- [3] *König, G., Meyer, J., Pommerening, D., Qian, L. und Tue, N. V.*: Verformungsvermögen und Umlagerungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10-12, 1997. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1997



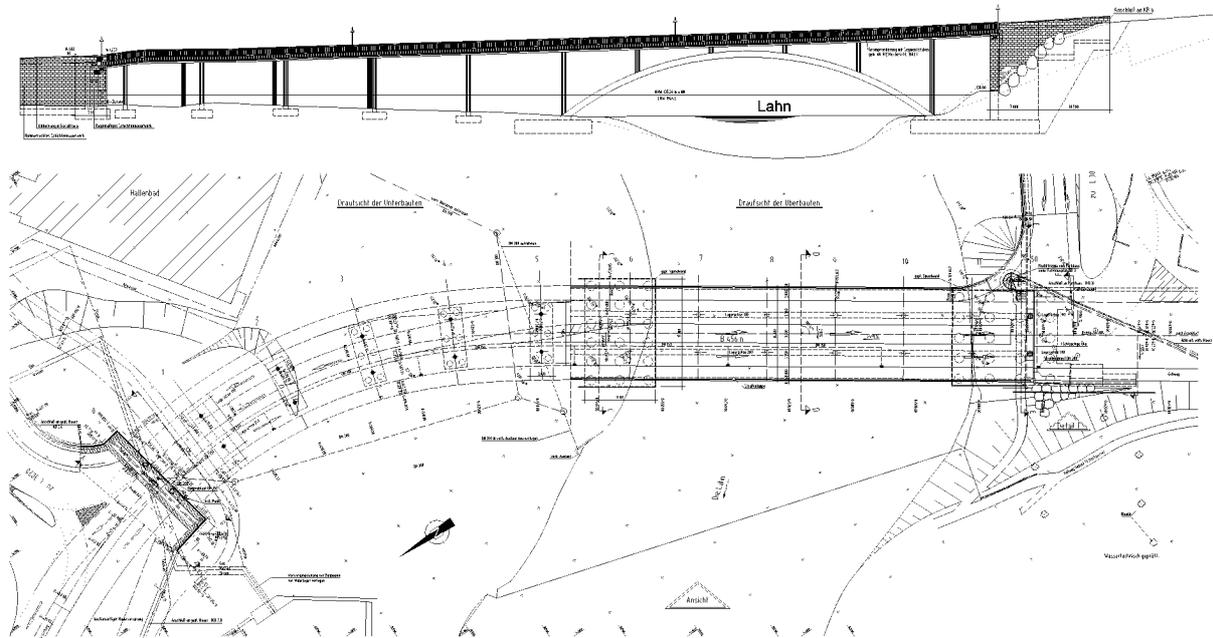


# B 456 – Lahnbrücke Weilburg

ASB-Nr. 5515 880

Amt für Straßen- und Verkehrswesen  
Dillenburg

## Ansicht und Grundriss



Bauwerksdaten	
Bauart	Stahlbeton
Brückenklasse	60/30
Militärlastenklasse	Einstufung
Einzelstützweiten ( < )	11,3 - 3 × 13,75 - 2 × 14,0 - 5 × 10,8 - 9,2 m
Gesamtlänge zw. den Endauflagern ( < )	145,45 m
Lichte Weite zw. den Widerlagern (⊥)	142,35 m
Kleinste lichte Höhe	5,77 m
Kreuzungswinkel	100 <sup>gon</sup>
Breite zwischen den Geländern	14,50 m
Brückenfläche	14,5 × 145,45 = 2109 m <sup>2</sup>

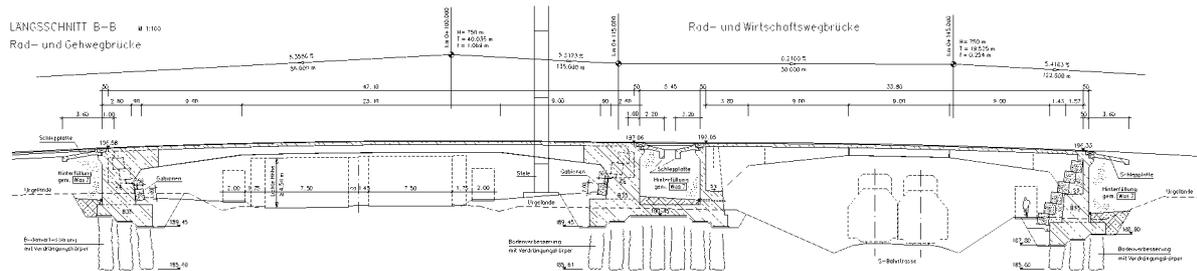
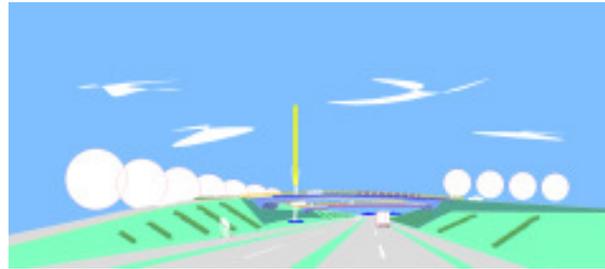
## Besonderheiten

Überbau, Bogen, Ständer und Pfeiler aus B 55 sind monolithisch miteinander verbunden. Die Kämpfer sowie die benachbarten 3 Pfeiler besitzen jeweils eine Pfahlgründung. Die zwei nördlichsten Pfeiler besitzen eine Flachgründung. An den Widerlagern sind Dehnfugen und Verformungslager angeordnet.

# Stadteingang Oberursel NO, Brücken „An den drei Hasen“

Magistrat der Stadt Oberursel  
vertreten durch  
Bau & Service Oberursel

Vorentwurf von 3 Bauwerken

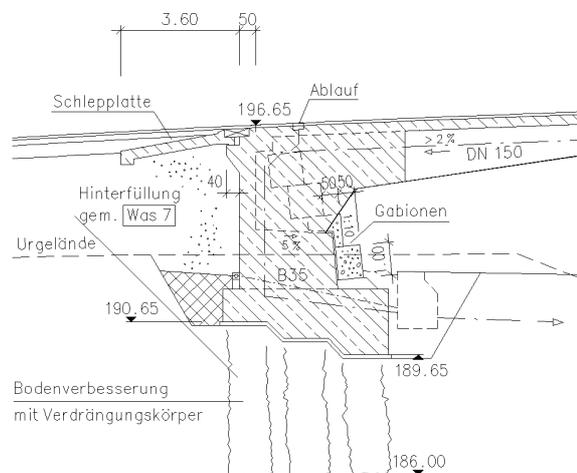


Bauwerksdaten	BW 1 Straßenbrücke	BW 2 Rad- und WW	BW 3 Rad u. Fußweg
Bauart	Verbund	Verbund	Verbund
Brückenklasse	60/30	30	5 kN/m <sup>2</sup>
Einzelstützweiten ( < )	50,0 m	33,6 m	47,2 m
Gesamtlänge zw. d. Endauflagern ( < )	51,0 m	34,8 m	48,2 m
Kleinste lichte Höhe	4,60 m	7,60 m	4,60 m
Kreuzungswinkel	69 <sup>gon</sup>	86 <sup>gon</sup>	87 <sup>gon</sup>
Breite zwischen den Geländern	8,50 m	4,50 m	3,00 m
Brückenfläche	480 m <sup>2</sup>	169 m <sup>2</sup>	159 m <sup>2</sup>

## Besonderheiten

Die Überbauten besitzen Verbundquerschnitte mit einem (BW 2), zwei (BW 3) bzw. drei (BW 1) Längsträgern mit Kastenquerschnitt. Die Fahrbahnplatte in B 35 setzen sich aus Halbfertigteilen und Ortbetonergänzung zusammen. Zwischen BW 2 und 3 werden die zugehörigen Widerlagergründungen zusammengefasst. Alle Gründungen stehen auf Bodenverbesserungen mit Verdrängungskörpern. Die Übergänge erhalten Dehnfugen nach ZTV-BEL-FÜ oder Übe 1, die dammseitig jeweils auf einer Schleppplatte ruhen.

## Widerlager BW 1

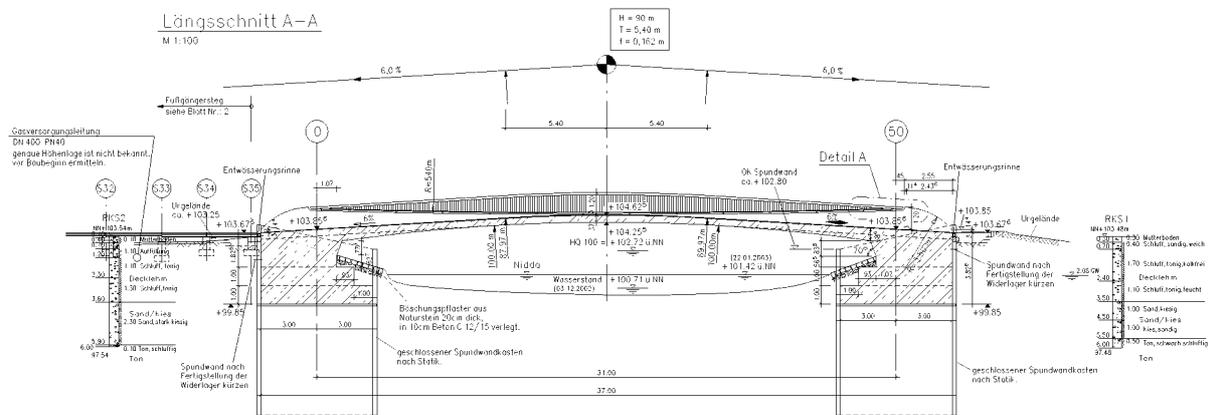
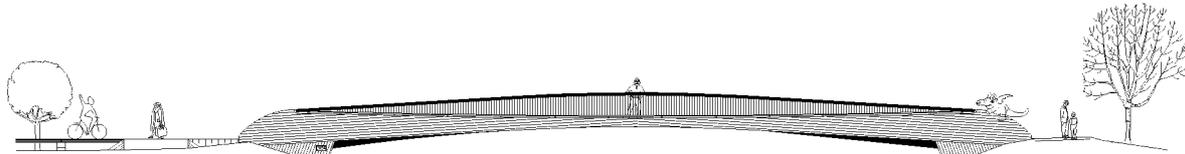
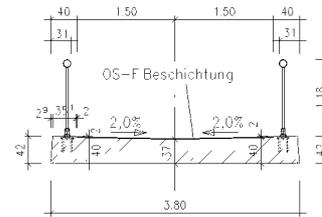


# Niddabrücke Bonames

Niddawiesen Bonames, alter Flugplatz

Stadt Frankfurt  
Straßenbauamt

Entwurfsbearbeitung: KHP



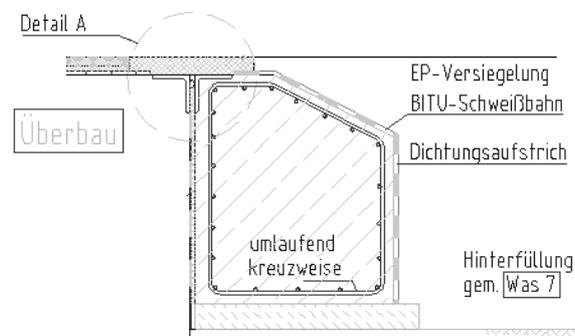
Bauwerksdaten	
Bauart	Spannbeton
Brückenklasse	Fuß- und Radwegbrücke
Einzelstützweite	31,00 m
Lichte Weite zw. den Widerlagern (L)	28,86 m
Kreuzungswinkel	100 <sup>gon</sup>
Breite zwischen den Geländern	3,00 m
Brückenfläche	93 m <sup>2</sup>

## Besonderheiten

Spannbetonüberbau in C 35/45 im Feld mit Rechteckquerschnitt, zu den Widerlagern hin zum Trogquerschnitt erweitert. Die massiven Widerlager sind flach gegründet und durch einen geschlossenen Spundwandkasten geschützt. Es werden keine besonderen Übergänge vorgesehen.

# Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken

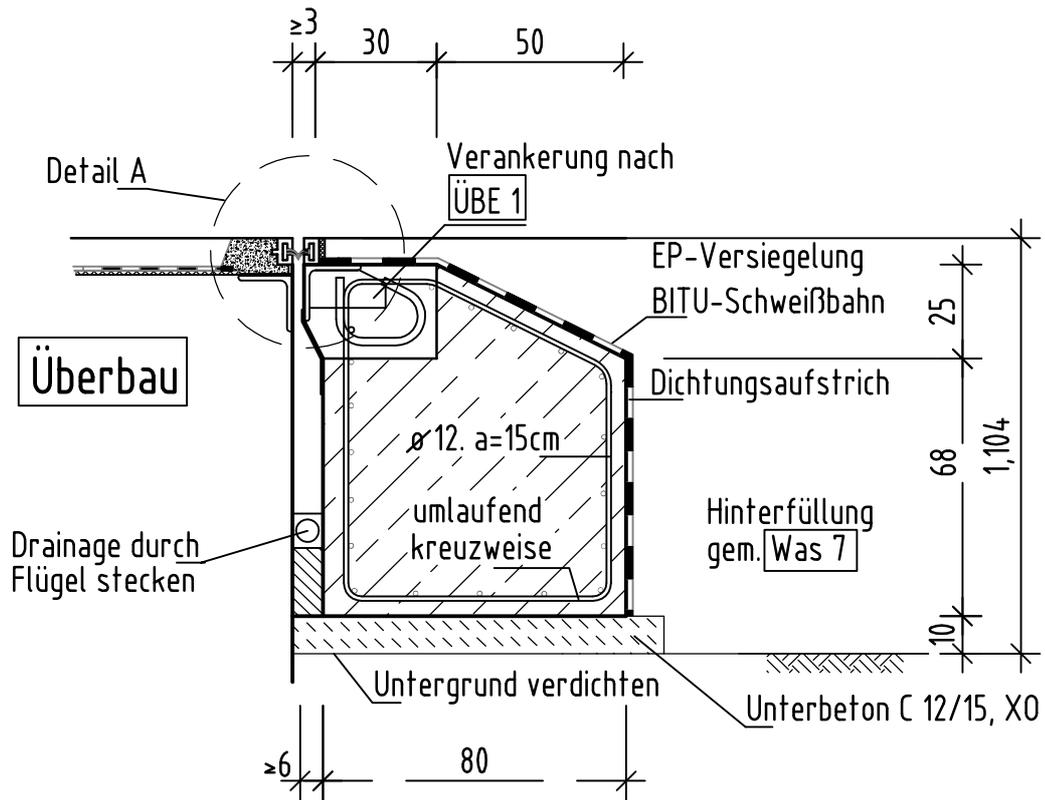
## Anlage 4 Konstruktionszeichnungen



Diese Anlage umfasst 2 Seiten

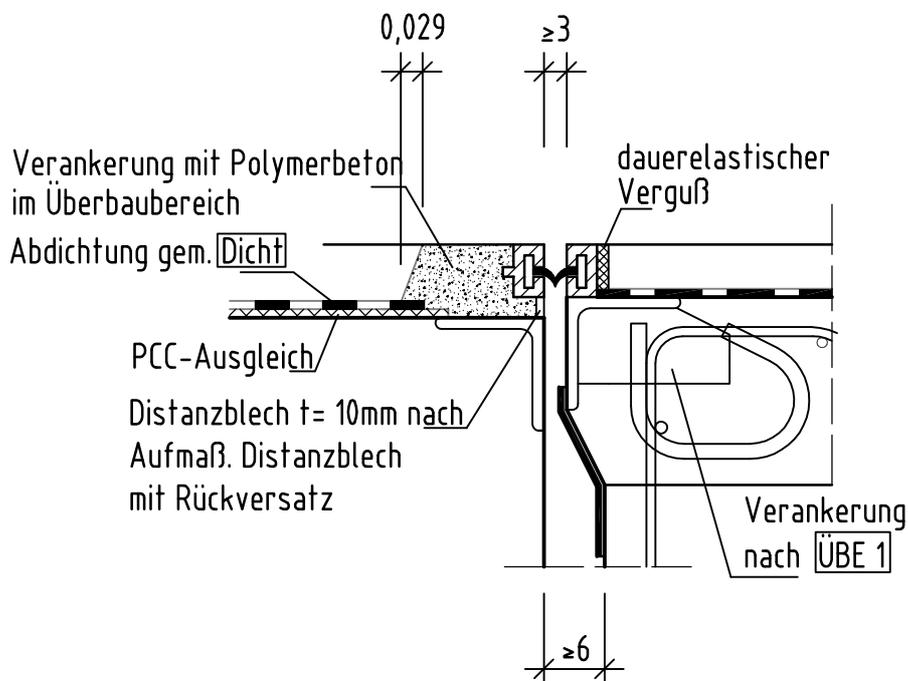
# Fahrbahnübergang nach ZTV-ING Teil 8, Abschnitt 1 mit Betonbalken

M 1:20



## Detail A, ÜKO

M 1:5



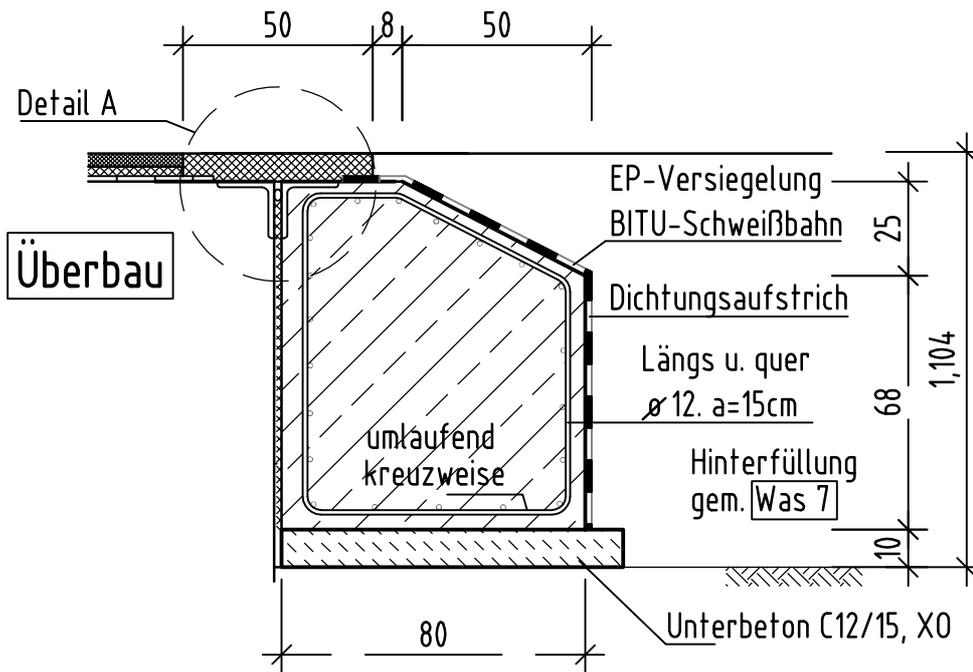
Überbauabschluss bis Abstand von 15 m zwischen Verschiebungsruhepunkt und Hinterkante Widerlager

Hess. Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen

Entwurfshilfen für fugen- und lagerlose Straßenbrücken

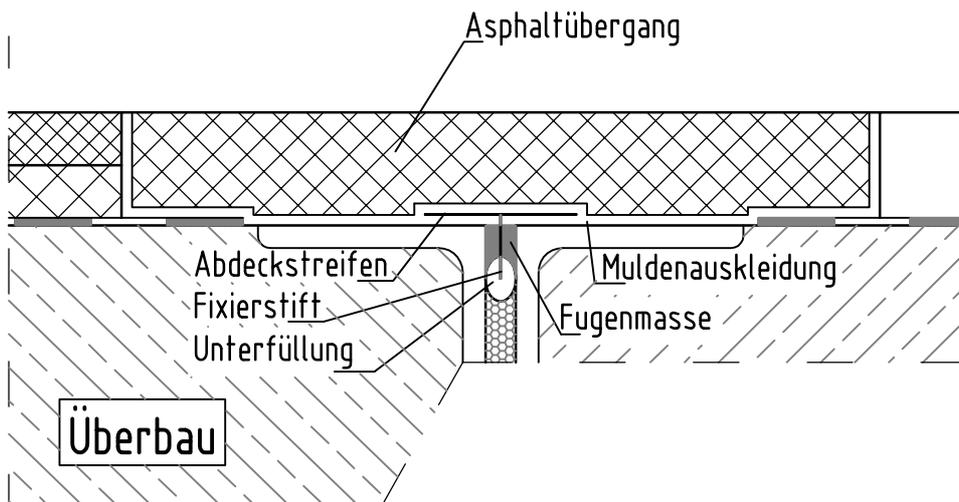
# Fahrbahnübergang nach ZTV-ING, Teil 8, Abschnitt 2

M 1:20



## Detail A, Asphaltübergang

M 1:5



Überbauabschluss bis Abstand von 15 m zwischen Verschiebungsruhepunkt und Hinterkante Widerlager

Hess. Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen

Entwurfshilfen für fugen- und lagerlose Straßenbrücken