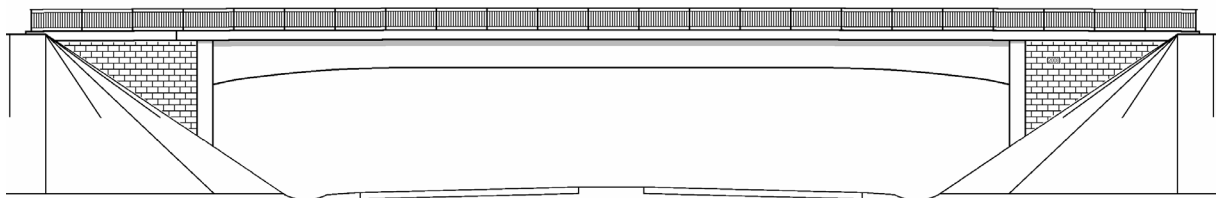


# Grundlagen für integrale Spannbetonbrücken in Fertigteilbauweise



Auftraggeber: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden

Aktenzeichen: 07 0112 / Ag, Zk

Datum: 28.03.2008

Dieser Bericht umfasst 37 Seiten und 1 Anlage

## Inhalt

	Seite
1	Veranlassung..... 3
2	Grundlagen ..... 4
2.1	Entwurf ..... 4
2.2	Erddruck bei integralen Brücken ..... 10
2.3	Besonderheiten bei Pfahlgründungen ..... 12
2.4	Alternative Formen der Baugrundverbesserung ..... 17
3	Bemessung integraler Spannbetonbrücken..... 19
3.1	Bemessungsgrundlagen ..... 19
3.2	Bemessungsgrundlagen bei Spannbetonfertigteilen ..... 21
3.3	Vorspannung der Fertigteile ..... 24
3.4	Einsatzbereich von Spannbetonfertigteilen ..... 26
3.5	Hinweise für die Bemessung und konstruktive Durchbildung ..... 27
4	Muster-Beispiel: Überführung RQ 10,5 über RQ 26..... 28
5	Zusammenfassung ..... 36
	Literatur ..... 37
Anlage 1	Muster-Beispiel, Überführung einer Bundesstraße mit RQ 10,5 über eine Autobahn mit RQ 26 - Statische Vorberechnung - Bauwerksplan Blatt 1: Variante mit Flachgründung - Bauwerksplan Blatt 2: Variante mit Tiefgründung

**Titelbild** Ansicht zum Muster-Beispiel aus Anlage 1

# 1 Veranlassung

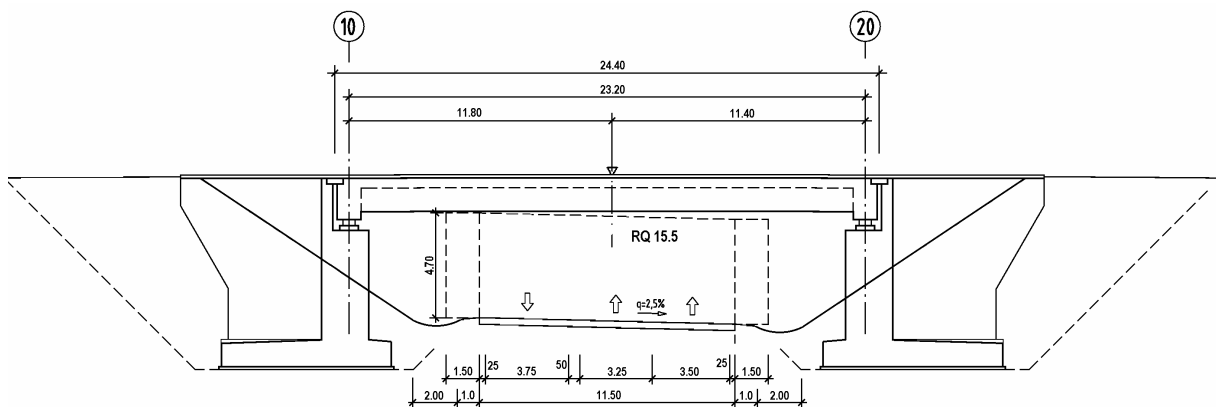
Vom Hessischen Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (HLSV) wurden wir beauftragt, die Grundlagen für integrale Spannbetonbrücken in Fertigteilbauweise zu untersuchen. Dazu sind die wesentlichen Einflussgrößen zu bestimmen und die Besonderheiten bei der Bemessung nach DIN-Fachbericht 102 zu beschreiben. Die Ergebnisse sind in einem Muster-Beispiel anschaulich darzustellen.

Der vorliegende Bericht baut auf unsere „Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken“ vom 15.10.2002 auf, welche zusammen mit dem HLSV als Heft Nr. 50 in der Schriftenreihe der Hessischen Straßenbauverwaltung erschienen sind [7]. Dort wurde bereits ergänzend zu den Untersuchungen von *Schlaich* et al. [3] [9] auf wesentliche Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung hingewiesen. Weiterhin baut der vorliegende Bericht auf unseren „Erweiterten Grundlagen für integrale Straßenbrücken in Stahlbetonbauweise“ vom 11.04.2006 auf [6], den wir ebenfalls für das Hessische Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen erstellt haben. Die umfangreichen in [6] und [7] bereits erarbeiteten Grundlagen werden an dieser Stelle nicht wiederholt, sondern dienen als Basis für diesen dritten Bericht zum Thema integrale Betonbrücken.

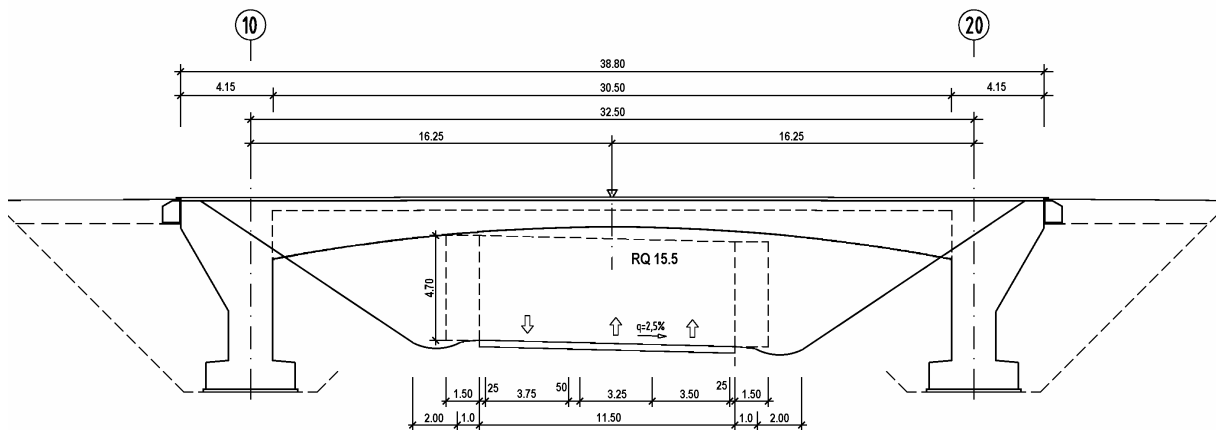
## 2 Grundlagen

### 2.1 Entwurf

Als integrale Brücken werden Bauwerke bezeichnet, die gänzlich ohne Lager und Dehnfugen auskommen und deshalb mit dem Baugrund und der Hinterfüllung eine integrale Einheit bilden. Diese Bauweise erlebte in den zurückliegenden 15 Jahren eine Renaissance. Der Anwendungsbereich von Stahlbetonbrücken wurde dabei wieder bis in den Spannweitenbereich über 30 m erweitert, der seit den 50er Jahren des vergangenen Jahrhunderts von den Spannbetonbrücken beherrscht wurde. Auch eine nennenswerte Zahl von Verbundkonstruktionen kam zur Ausführung. Häufig kamen die integralen Tragwerke über Sondervorschläge zur Ausführung. Das vorhandene Einsparpotential erstreckt sich also nicht nur auf die geringeren Kosten für die Bauwerksprüfung und Unterhaltung durch den Wegfall von Lagern und Dehnfugen, sondern auch auf die reinen Herstellkosten. Besonders günstige Bedingungen liegen bei herkömmlichen Entwürfen für Einfeldbauwerke im Spannweitenbereich zwischen  $10 \text{ m} \leq l \leq 30 \text{ m}$  vor. Dort wurde bislang meist ein konventionell gelagertes Bauwerk mit mäßiger Schlankheit  $l/h \leq 16$  vorgesehen (Bild 1). Durch die statisch günstige Rahmenwirkung kann die Schlankheit bei Ausführung als integrale Brücke erhöht werden, selbst wenn anstelle der Spannbetonbauweise die Stahlbetonbauweise gewählt wird. Die größere Schlankheit kann unter den festgelegten Randbedingungen z. B. für eine moderate Vergrößerung der Spannweite und das Zurücksetzen der Widerlager in die Böschungen bzw. Dämme genutzt werden (Bild 2). Dadurch gelingt eine optische Aufwertung des Bauwerks trotz Kosteneinsparung.



**Bild 1** Konventionelle Einfeldbrücke Spannbetonbauweise

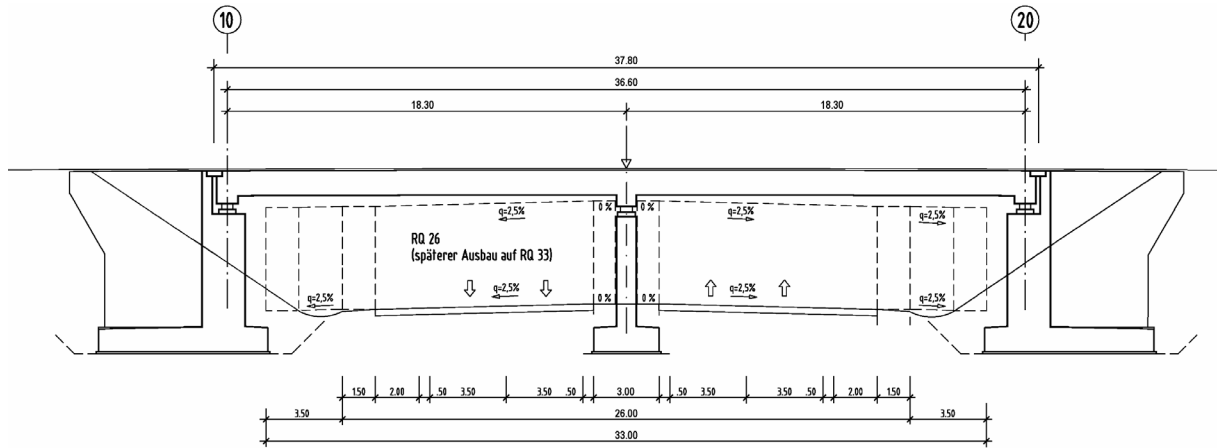


**Bild 2** Integrale Stahlbetonbrücke in Ortbetonbauweise

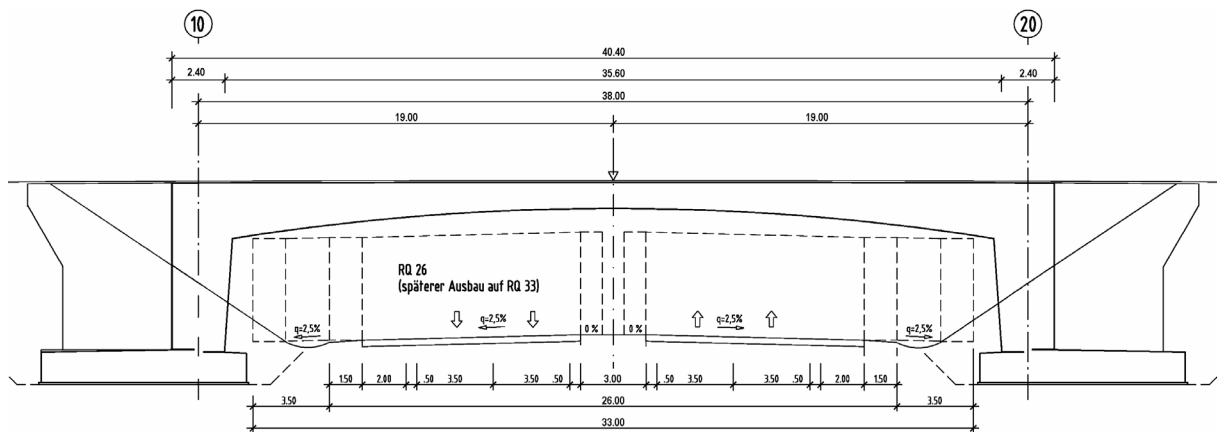
Bei integralen Betonbrücken in Stahlbetonbauweise ergibt sich aus dem Platzbedarf für das Traggerüst ein wesentlicher Eingriff für den unterführten Verkehrsweg. Häufig wurden integrale Stahlbetonbrücken daher im Zuge von neuen Ortsumgehungen oder beim Neubau von Autobahnen ausgeführt. Der Schwerpunkt im Brückenbau verlagert sich jedoch immer stärker zum Neubau von Brücken über bestehende Verkehrswege. Dabei kann sowohl der Ersatzneubau als auch die Netzverdichtung Ursache für den Bedarf sein. In jedem Fall muss dort Rücksicht auf den unterführten Verkehrsweg genommen werden und Beeinträchtigungen sind so weit wie möglich zu vermeiden. In besonderem Maße gilt das für Bundesautobahnen, da dort i. d. R. die Option einer bauzeitigen lokalen Umfahrung entfällt. Konstruktionen, die ohne Traggerüst im Bereich des unterführten Verkehrsweges und ohne Mittelstützung im Bereich der Mittelstreifen von Autobahnen auskommen, sind daher bevorzugt anzuwenden. Betonbrücken mit Spannbetonfertigteilen stellen hier eine Alternative zu den bekannten Verbundkonstruktionen dar.

Die Randbedingungen für den Entwurf eines integralen Bauwerkes über eine Bundesautobahn oder allgemein eine Straße mit getrennten Richtungsfahrbahnen werden bereits bei der Straßenplanung festgelegt. Bislang wurden für Überführungen meist Zweifeldbauwerke mit einer Mittelstützung im Mittelstreifen vorgesehen (Bild 3). Für den über die Mittelstützung durchlaufenden Überbau in Spannbetonbauweise werden bei der Festlegung des Höhenplanes für den überführten Verkehrsweg Schlankheiten von  $l/h = 20$  oder größer vorgesehen. Die Umstellung der Konstruktion auf ein integrales Bauwerk ohne Mittelstützung ist i. d. R. nicht ohne Eingriff in den Höhenplan des überführten Verkehrsweges möglich, da eine Verdoppelung der Schlankheit statisch und konstruktiv praktisch ausgeschlossen ist. Die nachträgliche Einsparung der Mittelstütze im Rahmen des Bauwerksentwurfes ist daher sehr schwer durchzusetzen, im Rahmen eines Sondervorschlages sind Eingriffe in die Straßenplanung i. d. R. nicht mehr möglich. Schon bei der Straßenplanung muss deshalb festgelegt

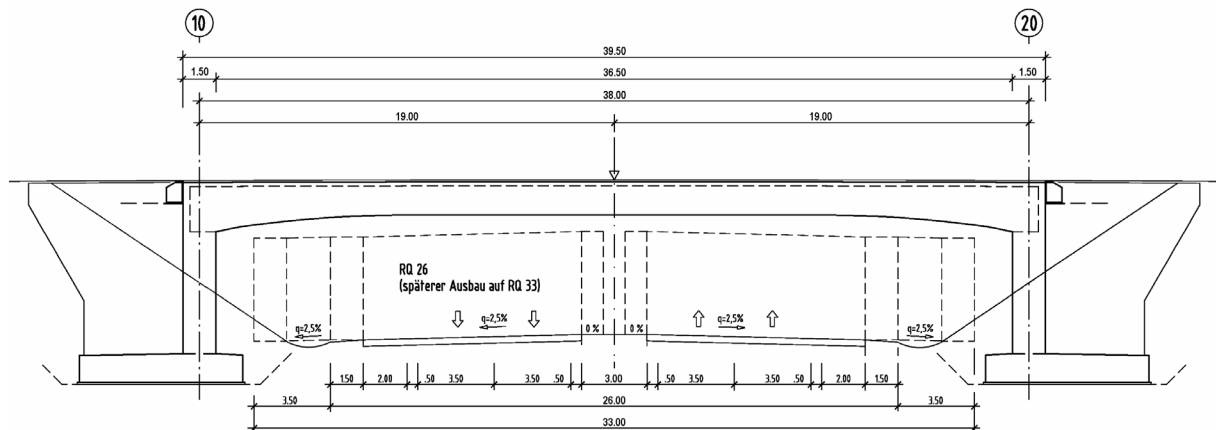
werden, ob eine Mittelstützung gewünscht ist oder nicht. Nur wenn bereits hier ausreichend Platz für einen Einfeld-Rahmensystem vorgesehen wird, stimmen die Vorgaben für den Bauwerksentwurf.



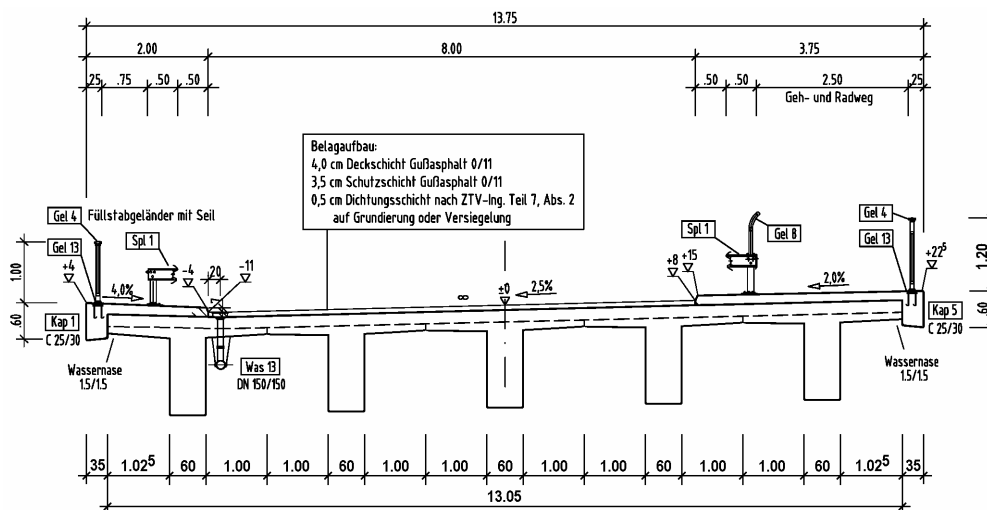
**Bild 3** Herkömmliche Spannbetonbrücke über eine Bundesautobahn



**Bild 4** Integrale Brücke über eine Bundesautobahn in Stahlbetonbauweise



**Bild 5** Integrale Spannbetonbrücke über eine Bundesautobahn



**Bild 6** Integrale Spannbetonbrücke über eine Bundesautobahn, Querschnitt Feld

Die Spannbetonbauweise hat gegenüber der Stahlbetonbauweise eine Reihe von Vorteilen, die insbesondere bei Bauwerken über bestehende Verkehrswege zum Zuge kommen. Da derzeit ein Großteil neuer Brücken im Zuge von Netzverdichtungen, Trassenverlegungen, dem Ausbau von Straßen oder schlicht als Ersatzneubauten für mangelhaften Bestand erstellt werden, ist die Eignung der Bauweise und des Bauverfahrens über bestehenden Verkehrswegen Voraussetzung für die erfolgreiche Anwendung. Die Bilder 5 und 6 zeigen ein Beispiel für eine integrale Brücke mit Spannbetonfertigteilen, das in Kapitel 4 dieses Berichts noch näher vorgestellt wird.

Vorteile der Spannbeton-Fertigteilbauweise:

- Die Verformung der Hauptträger wird im Endzustand deutlich verringert, da die Vorspannung den Einwirkungen aus Eigengewicht der Konstruktion und Ausbaulast entgegenwirkt.

- Die Rissbildung wird durch die Vorspannung kontrolliert. Die Begrenzung der Randspannungen mit dem Nachweis der Dekompression hilft, Risse bis zu einem bestimmten Lastniveau zu vermeiden oder doch stark zu begrenzen. Die Vorspannkraft wirkt bei größeren Einwirkungen und beginnender Rissbildung als Rissbremse. Während Stahlbetonquerschnitte sehr rasch in den ausgeprägten Zustand II übergehen, erfolgt dieser Übergang bei Spannbetonquerschnitten mit Ausnahme von Hohlkästen deutlich langsamer mit zunehmender Biegebeanspruchung.
- Durch die Begrenzung der Rissbildung werden die Verformungen geringer und lassen sich durch die weitgehende Vermeidung von Rissen unter ständigen Einwirkungen gut über die Steifigkeit im Zustand I beschreiben.
- Die zeitabhängigen Verformungen des Betons betreffen den Gesamtquerschnitt und nicht wie im ausgeprägten Zustand II nur die Betondruckzone.
- Insgesamt kann die Schlankheit der Hauptträger gegenüber der Stahlbetonbauweise verringert werden.
- Durch die Anwendung von Spannbetonfertigteilen kann weitgehend auf Traggerüste verzichtet werden. Lediglich an den Widerlagern und – sofern vorhanden – Mittelstützen sind ggf. Joche zur Unterstützung der Fertigteile bei der Montage erforderlich. Der Eingriff in unterführte Verkehrswege wird sowohl hinsichtlich der Fahrbahnbreite als auch hinsichtlich der lichten Durchfahrtshöhe minimiert.
- Lediglich beim Einheben der Fertigteile muss der Verkehr auf dem unterführten Verkehrsweg jeweils kurz unterbrochen werden.
- Die Herstellung der Ortbetonergänzung kann dann wieder weitgehend ohne Beeinträchtigung des unterführten Verkehrsweges erfolgen. Die Gesimsschalung wird dazu i. d. R. bereits vor dem Verlegen an den äußeren Spiegeln der Randfertigteile montiert.

Durch die Fertigteilbauweise wird die Rahmenwirkung erst mit dem Aushärten der Ortbetonergänzung aktiviert. Sie steht damit primär für die Ausbaulasten, die Einwirkungen aus Verkehr und die Temperatureinwirkungen zur Verfügung. Die statischen Vorteile der Rahmenwirkung bleiben dennoch voll erhalten. Die Schnittgrößen unter ständigen Gewichtslasten können durch die Vorspannung ausgeglichen werden, so dass die Einspannung des Überbaus in die Stiele für diese Lasten nicht benötigt wird. Dadurch wird das in Stahlbetonbauweise aufzunehmende Rahmeneckmoment deutlich reduziert, nämlich auf die Anteile aus Zusatzeigengewicht, Verkehr und Temperatureinwirkung.

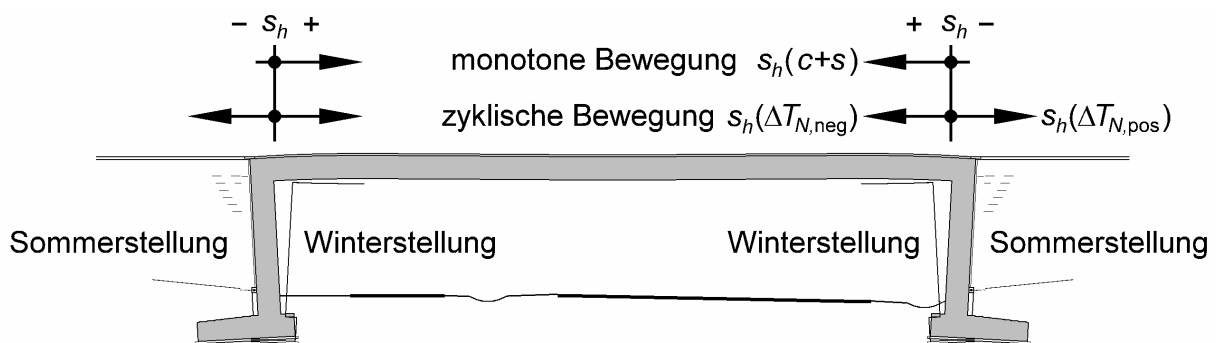


Die Vorteile und Besonderheiten integraler Konstruktionen wurden bereits ausführlich in [6] und [7] erläutert. Der Verzicht auf wartungsintensive Bauteile wie Lager und Dehnfugen spart nicht nur Herstellkosten und Bauzeit, sondern wirkt sich auch günstig auf die Wartungskosten aus. Die Besonderheiten bei vorgespannten Rahmen werden nachfolgend in Kapitel 3 erläutert.

Wie alle Tragwerke, die durch Momente und Normalkräfte beansprucht werden, müssen auch integrale Rahmentragwerke als Gesamttragwerk abgebildet werden. Dabei ist die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund realitätsnah auf der Grundlage charakteristischer Baugrundkenngrößen zu erfassen. Nach [5] und [7] ist die Wirkung der Hinterfüllung und der zyklischen Verformung der Widerlager bzw. Rahmenstiele dabei auf der Einwirkungsseite durch den Ansatz des mobilisierten Erddrucks nach *Vogt* zu beschreiben. Der folgende Abschnitt 2.2 gibt nochmals einen kurzen Überblick zum Erddruckansatz für die Hinterfüllung bei integralen Bauwerken.

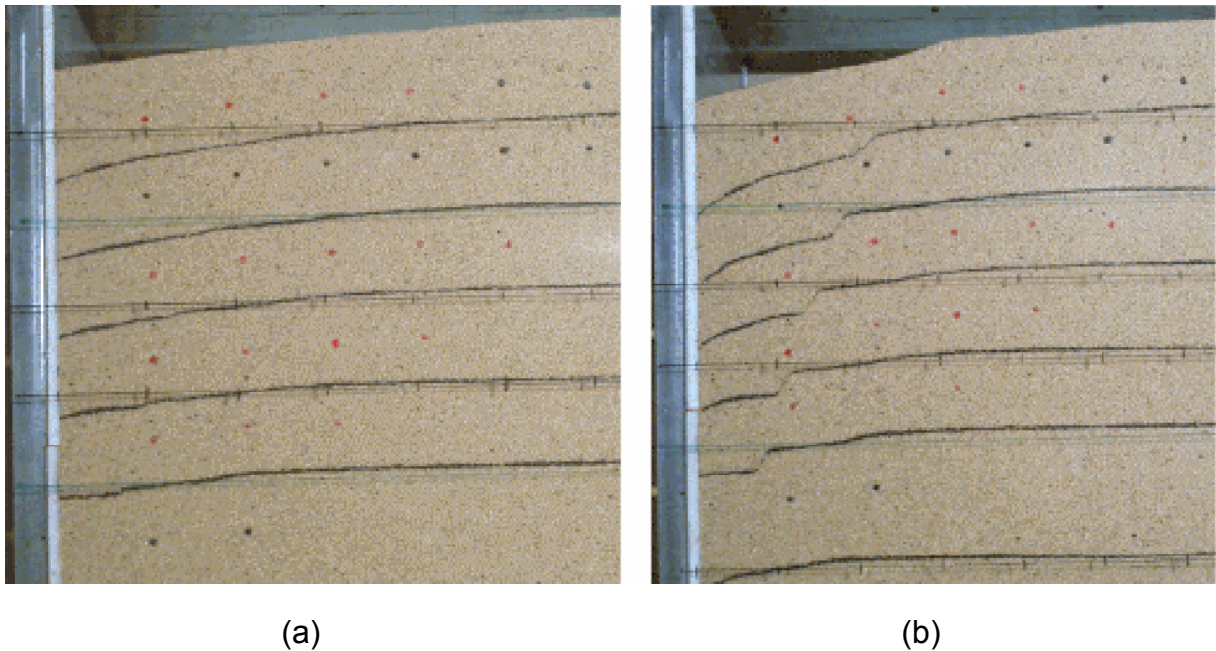
## 2.2 Erddruck bei integralen Brücken

Die Längenänderung des Überbaus infolge Temperaturschwankung wird bei integralen Rahmentragwerken nicht mehr in einer Dehnfuge zwischen Überbau und Widerlager ausgeglichen, sondern sie wird an die Hinterfüllung der Widerlager weitergegeben. Abhängig von der jeweiligen Temperaturänderung erfährt die Widerlagerhinterfüllung sowohl negative als auch positive Wandverschiebungen, die einem übergeordneten Jahreszyklus unterliegen (Bild 7). Überlagert sind kleinere Verschiebungszyklen mit der Dauer von Tagen und Wochen [7].



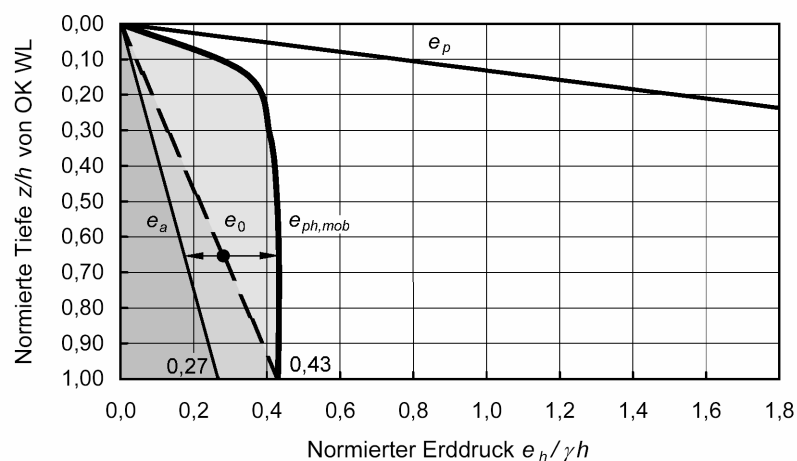
**Bild 7** Zyklische und monotone Wandverschiebungen  $s_h$  bei integralen Brücken

Der im ungestörten Zustand theoretisch vorhandene Erdruchdruck  $E_0$  wird schon bei kleinen positiven Wandverschiebungen  $s_h$  auf den aktiven Erddruck abgebaut. Bei integralen Brücken werden infolge Temperaturänderung  $\Delta T_{N,pos}$  aber auch negative Wandverschiebungen  $s_h < 0$  erzwungen. Über den Erdruchdruck  $E_0$  hinaus können deshalb insbesondere in den oberen Bodenschichten Teile des passiven Erddrucks geweckt werden. Durch die zyklische Wiederholung der Bewegung infolge Temperaturschwankung  $\Delta T_N$  (vgl. Bild 7) wird eine fortschreitende Verdichtung der Hinterfüllung ausgelöst, wie sie von Schleusenwänden bekannt ist [10]. Diese Verdichtungswirkung muss nach den derzeit gültigen Regelungen berücksichtigt werden [5]. Neben einer Erhöhung des Erddrucks in den unteren Schichten hat diese Verdichtung Setzungen im Hinterfüllbereich zur Folge. Bild 8 zeigt die in Versuchen von *England* und *Tsang* beobachteten Setzungen, die anschaulich die Verdichtung der Hinterfüllung belegen [4]. Bei jeder negativen Wandverschiebungen wird die Hinterfüllung komprimiert, bei der folgenden positiven Wandverschiebung kann das verdichtete Material in das frei werdende Volumen nachrutschen. Diese Abwärtsbewegung erfasst den Bereich der Hinterfüllung, der dem aktiven Gleitkeil entspricht (Bild 8). Weitere Setzungen werden durch die monotone positive Wandbewegung  $s_h$  aus Kriechen und Schwinden verursacht. Der Ansatz zur Beschreibung und rechnerischen Erfassung der Erddruckmobilisierung wurde bereits in [6] und [7] ausführlich beschrieben.



**Bild 8** Setzung der Hinterfüllung in Versuchen von *England* und *Tsang* mit  $s_h/h = 0,005$  nach (a) 25 Jahreszyklen und (b) 55 Jahreszyklen [4]

Bei einer Abkühlung des Überbaus kann i. d. R. der aktive Erddruck als Untergrenze für die Reaktion der Hinterfüllung angesetzt werden. Bereits bei Rahmen zwischen 30 m und 40 m Stützweite wird während der Nutzungsdauer in der Sommerstellung bei  $s_h/h = 0,001$  ein mobilisierter Erddruck erreicht, der über annähernd 80 % der Stielhöhe dem Erdruchdruck in der Gründungssohle entspricht (Bild 9).



**Bild 9** Verteilung des normierten Erddrucks  $e_h/g h = K_{ph,mob} \cdot z/h$  über die Wandhöhe für eine relative Kopfverschiebung von  $s_h/h = 0,001$

In [6] konnte gezeigt werden, dass die Erddruck-Mobilisierung infolge der zyklischen Verformung bei ausreichend hohen Widerlagerwänden erst bei Kopfverschiebungen größer 5 mm eine maßgebende Rolle spielt. Bei einfachen, annähernd symmetrischen

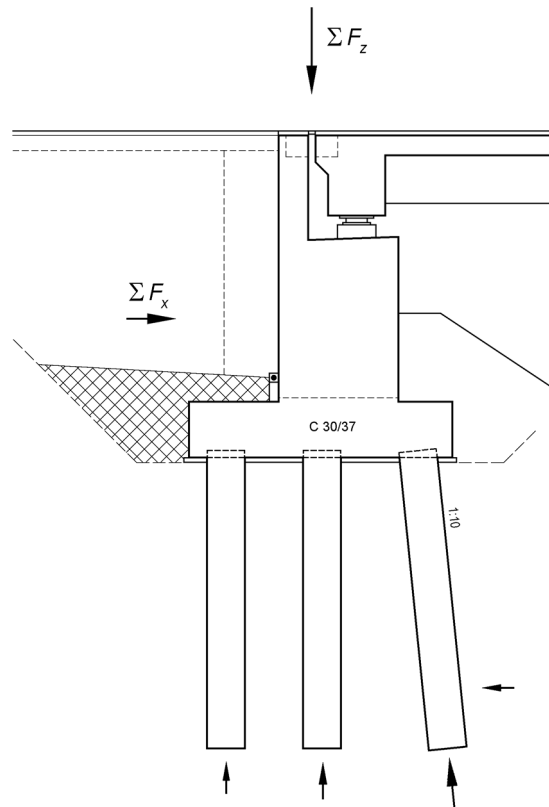
Stahlbetonrahmen unter 18 m Gesamtstützweite und einer Stielhöhe von mindestens 5,0 m kann die Mobilisierung daher i. d. R. vernachlässigt werden. Auch künftig wird in diesem Spannweitenbereich ein Schwerpunkt der integralen Bauweise liegen.

## 2.3 Besonderheiten bei Pfahlgründungen

Die zyklischen Verschiebungen der Widerlager bzw. Rahmenstiele von integralen Brücken können sich bis in die Gründung hinein auswirken. Während die Erddruckmobilisierung in den Hinterfüllbereichen mit dem Ansatz nach *Vogt* als Einwirkung abgebildet werden kann, wird die Steifigkeit des Baugrundes als Lagerungsbedingung in die statische Berechnung eingeführt. In [6] und [7] wurde für Flachgründungen gezeigt, wie aus den charakteristischen Werten des Steifemoduls und den Abmessungen der Gründungssohle der Widerstand gegen Verdrehungen bestimmt werden kann. Für die vertikale Nachgiebigkeit und die möglichen horizontalen Verschiebungen wurden ebenfalls Grenzwerte beschrieben [6]. Je geringer die Einspannung der Stiele in den Baugrund ausfällt, umso leichter können sich die zyklischen Verschiebungen infolge Temperaturänderung  $\Delta T_N$  einstellen. Da Rahmentragwerke mit einem Feld gegenüber vertikalen Setzungen weitgehend unempfindlich sind, können die zulässigen Sohlpressungen großzügig festgelegt werden. Ein Grundbruchproblem besteht i. d. R. nicht. Der Einsatzbereich von Flachgründungen ist bei Rahmentragwerken daher größer als bei herkömmlich gelagerten Brücken mit frei stehenden Widerlagern. Ein Bodenaustausch mit tragfähigen Sand-Kies-Gemischen ist für Rahmentragwerke oft sinnvoller als die Anordnung einer Pfahlgründung. Entscheidend ist insbesondere bei Rahmen kleiner und mittlerer Spannweite die horizontale Steifigkeit der Gründung.

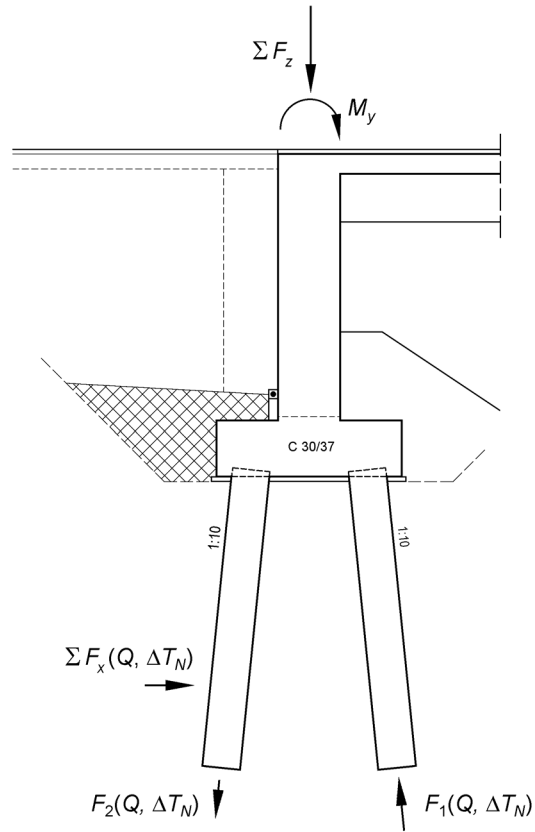
Häufig weisen die Schichten geringer Tragfähigkeit eine so große Mächtigkeit auf, dass eine Tiefgründung erforderlich wird. Bei konventionellen Bauwerken werden vorwiegend axial beanspruchte Großbohrpfähle eingesetzt. Zur Aufnahme der horizontalen Kräfte aus Erddruck werden häufig geneigte Pfähle vorgesehen (Bild 10). Verbleibende Horizontalkräfte werden über die seitliche Bettung der Pfähle im Baugrund abgetragen. Dabei wird die Gruppenwirkung der Pfähle nach DIN 1054 Anhang E berücksichtigt. Eine nennenswerte Beanspruchung der Pfähle quer zur Pfahlachse ist am leichtesten bei Widerlagern oder Stützwänden zu tolerieren. Die Kräfte resultieren dort im Wesentlichen aus Erddruck als ständigem Lastanteil. Die zur Aufnahme der Kräfte über die Pfahlbettung erforderliche horizontale Verschiebung kann sich zwängungsfrei einstellen, sofern sie bei der Ermittlung der Lager- und Dehnfugenwege berücksichtigt wurde. Horizontale Lastanteile auf Pfahlgründungen, die aus dem statisch unbestimmten Abtrag des Konstruktionseigengewichts

resultieren, werden wenn möglich vermieden. Bogenbrücken sind z. B. gegenüber horizontalen Verschiebungen der Kämpfer empfindlich, so dass dort vorzugsweise eine geneigte Flachgründung im tragfähigen Boden bzw. Fels zur Ausführung kommt. Veränderliche horizontale Anteile aus den Lastfällen Bremsen und Wind sind bei herkömmlichen Brücken i. d. R. klein, so dass keine zyklischen oder dynamischen Beanspruchungen der Pfähle betrachtet werden müssen. Auch bei den axialen Belastungen der Pfähle dominieren meist ständige Einwirkungen.

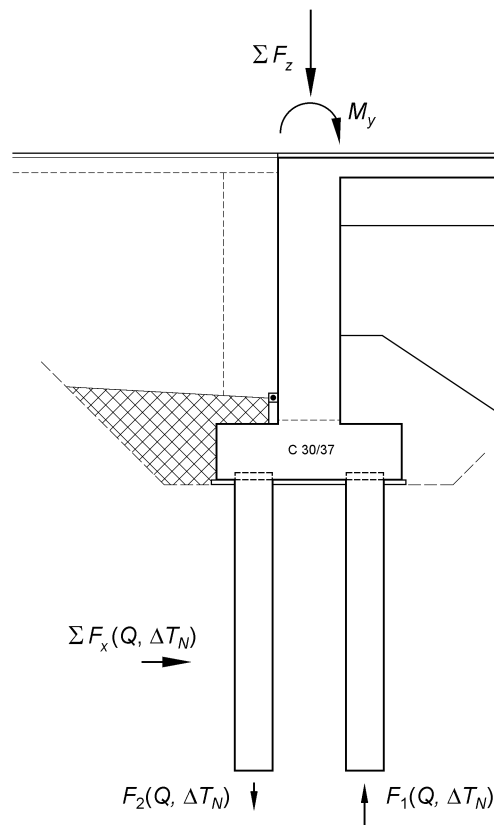


**Bild 10** Pfahlgründung eines konventionellen Widerlagers

Bei integralen Bauwerken sind die Pfähle Teil des statisch unbestimmten Rahmensystems. Neben den zyklischen Verformungen infolge Temperaturänderung  $\Delta T_N$  im Überbau können auch die Biegemomente aus Verkehr Einfluss auf die Beanspruchung der Pfähle haben. Die resultierende Horizontalkraft, die zum Aufbau des negativen Moments in der Rahmenecke benötigt wird, greift erst im Bereich der Pfähle an. Bei Rahmen ohne Längsvorspannung des Riegels wird ein erheblicher Anteil dabei durch ständige Einwirkungen hervorgerufen. Durch die Rahmenwirkung sind sowohl die axialen Pfahlkräfte als auch die Bettungskräfte abhängig von den Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur. Besonders ungünstig kann sich hierbei die Anordnung von geneigten Pfählen auswirken (Bild 11). Die Bockwirkung erhöht die axialen Wechselbeanspruchungen verglichen mit ausschließlich vertikal orientierten Pfählen (Bild 12). Treten in Höhe der Pfahlkopfplatte noch horizontale Verschiebungen auf, so ergeben sich kinematisch davon abhängige vertikale Verschiebungskomponenten.



**Bild 11** Pfahlgründung einer integralen Brücke mit geneigten Pfählen



**Bild 12** Pfahlgründung einer integralen Brücke mit lotrechten Großbohrpfählen

Hinsichtlich der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Hinterfüllung sind solche zyklischen vertikalen Verformungsanteile nur in sehr begrenztem Umfang tolerierbar. Sofern geneigte Pfähle z. B. zur Erzielung einer ausreichenden horizontalen Steifigkeit eingesetzt werden ist nachzuweisen, dass die zyklischen vertikalen Verformungsanteile im zulässigen Bereich bleiben. Ihre Wechselwirkung mit den Mantelkräften aus Bettungspressung und Reibung ist bei der Berechnung hinreichend genau zu erfassen.

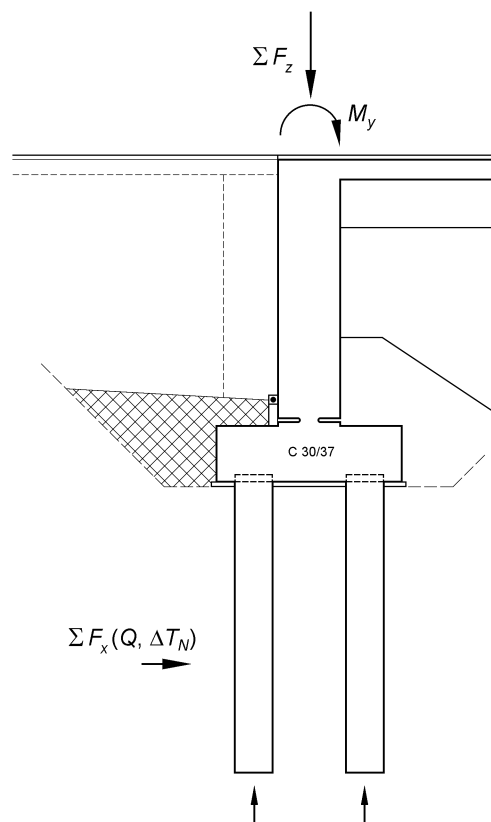
Nennenswerte zyklisch veränderliche Beanspruchungen liegen außerhalb des Erfahrungsbereiches, auf den bei der Festlegung von Spitzendruck, Mantelreibung und Bettung in den Baugrundgutachten zurückgegriffen wird. DIN 1054 begrenzt in Abschnitt 8.4.6 die Schwell- oder Wechsellastanteile bei axial beanspruchten Pfählen auf 20 % der charakteristischen Pfahlwiderstände  $R_{2,k}$  im Gebrauchszustand (GZ 2). Dieser Anteil wird bei kleinen und mittleren Spannweiten häufig alleine aus der Druck-Schwellbeanspruchung infolge Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 erreicht. Bei höheren axialen Wechselanteilen kann eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens eintreten. Die für diesen Fall geforderte wirklichkeitsnahe Berücksichtigung der zyklischen Beanspruchung bei der Probelastung von Einzelpfählen und ggf. einer Pfahlgruppe ist im Brückenbau im Allgemeinen nicht mit vertretbarem Aufwand umsetzbar.

Für Schwell- und Wechsellastanteile quer zur Pfahlachse fehlen konkrete Festlegungen in DIN 1054. Wechselanteile sind nur dann ohne maßgebenden Einfluss, wenn ein elastisches Rückfedern des Baugrundes z. B. aufgrund der Kohäsion und der betragsmäßig geringen Verschiebungen möglich ist. Nicht elastische Verformungen des Baugrundes wirken sich auf die Steifigkeit der Bettung und die Verzahnung zwischen Pfahl und umgebenden Boden aus. Bereits verhältnismäßig kleine Wechsellastanteile bezogen auf die ständige Bettungsreaktion können deshalb u. a. zu einem deutlichen Abfall der Mantelreibung führen. Der für axiale Beanspruchung zulässige Wechselanteil von 20 % kann daher für Beanspruchungen quer zu Pfahlachse lediglich als grobe obere Abschätzung verwendet werden. Da der Bettungsansatz  $k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$  nach Gl. (31) in DIN 1054 ohnehin nur bis zu einer maximalen charakteristischen Horizontalverschiebung von 20 mm anwendbar ist, ergibt sich als Obergrenze für den horizontalen Wechselanteil eine Verschiebung von maximal 4 mm. Der im Einzelfall zutreffende Wert ist insbesondere im Hinblick auf die Festlegung der Mantelreibung mit dem Baugrundgutachter abzustimmen.

Während bei Rahmen mit kleiner und mittlerer Spannweite bis ca. 18 m die Verformungen aus Temperaturänderung und Verkehr häufig so klein ausfallen, dass eine Pfahlgründung unter den Stielen keine unzulässigen horizontalen Wechselbeanspruchungen erfährt, ist bei großen Rahmen bis ca. 40 m Spannweite eine maßgebende Wechselbeanspruchung möglich. Der Nachweis muss jeweils am Gesamtsystem mit zutreffender Modellierung der Bettung

erfolgen. Erforderlichenfalls sind auch hier obere und untere Grenzwerte für den charakteristischen Steifemodul  $E_{s,k}$  zu verwenden.

Durch konstruktive Maßnahmen können insbesondere die axialen Wechselbeanspruchungen der Pfähle reduziert werden. Dies kann z. B. durch Anordnung nur einer Pfahlreihe geschehen. Bei mehrreihigen Pfahlgründungen kann die resultierende vertikale Last z. B. über ein Betongelenk oberhalb der Pfahlkopfplatte zentriert werden (Bild 13). Ein entsprechendes Beispiel mit Flachgründung und Betongelenk wurde in [6] vorgestellt, ein weiteres Muster-Beispiel folgt in Kapitel 4 des vorliegenden Berichts.



**Bild 13** Pfahlgründung einer integralen Brücke mit Betongelenk

Zu große Wechselbeanspruchungen quer zur Pfahlachse lassen sich konstruktiv wesentlich schwieriger minimieren. Die resultierende Horizontalkraft in Höhe der Pfahlkopfplatte wird für die Aktivierung der Rahmenwirkung benötigt. Böden mit geringer Tragfähigkeit wie Schluffe und weiche Tone, die oft für die Wahl einer Tiefgründung verantwortlich sind, können auch nur sehr begrenzt Scherbeanspruchungen oder Bettungsdrücke von Pfählen aufnehmen. Die horizontale Bettung erreicht deshalb häufig erst in den tragfähigen Schichten eine nennenswerte Steifigkeit, in denen auch Mantelreibung und Spitzendruck für die Weiterleitung der axialen Pfahlkräfte zur Verfügung stehen. Dies führt zu entsprechend großen horizontalen Verformungsanteilen auch bei den veränderlichen Einwirkungen.

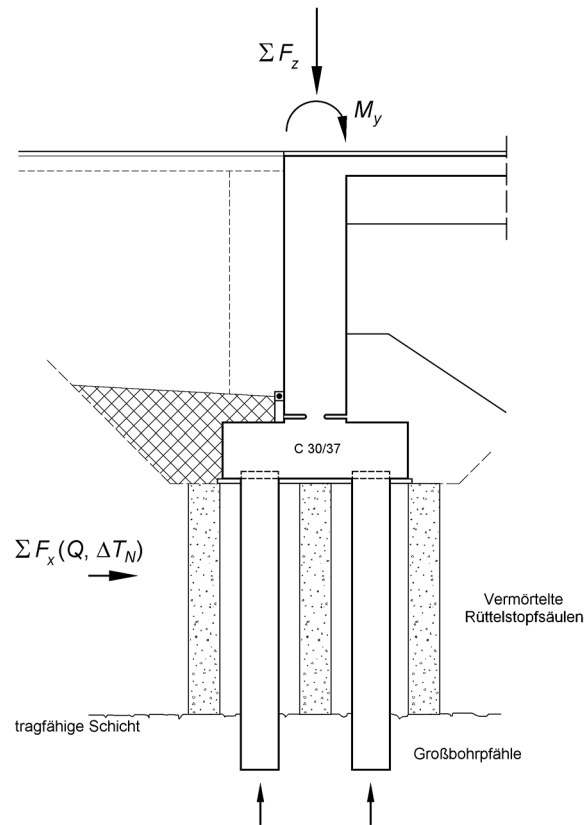


Unabhängig von der Neigung der Pfähle bleibt das Grundproblem, dass auf der Grundlage der DIN 1054 die horizontalen Verformungen im GZ 2 rechnerisch auf maximal 4 mm begrenzt werden müssen, damit zyklische Anteile von höchstens 20 % der maximalen Bettungskraft überhaupt aufgenommen werden können. Die Nachgiebigkeit der Bettung führt dabei auch zum Abbau der Rahmeneckmomente, so dass die Erhöhung der horizontalen Gründungssteifigkeit zunächst Priorität hat. Der Versuch dieses Ziel durch die Neigung der Pfähle zu erreichen, erhöht zwangsläufig die axialen Wechselanteile in den Pfählen. Der Nachweis der Pfahlgründung muss deshalb in jedem Einzelfall behutsam am Gesamtsystem durchgeführt werden.

## 2.4 Alternative Formen der Baugrundverbesserung

Als Alternative zur reinen Bohrpfahlgründungen kann bei tief liegenden tragfähigen Schichten die Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen interessant sein. Der einfahrende Rüttler verdrängt den nicht tragfähigen Boden und führt dabei bereits zu einer ersten Verdichtung. Nach Erreichen der Einbindetiefe wird der vom Rüttler geschaffene Raum im Pilgerschrittverfahren mit Füllmaterial – i. d. R. Schotter oder Kies – gefüllt und weiter verdichtet. Wird diese Rüttelstopfverdichtung durch Einbringen von Mörtel z. B. in Form von Zementsuspension in die Zwischenräume des Füllmaterials dauerhaft gebunden, so entstehen praktisch unbewehrte Betonpfähle in Anlehnung an DIN 1054. Sie können auch in sehr weichen Böden eingesetzt werden, die auf Dauer keine zuverlässige seitliche Stützung des eingebrachten Schotter- und Kiesmaterials erwarten lassen. Die vermörtelten Rüttelstopfsäulen wirken axial wie unbewehrte Betonpfähle und erreichen bei ca. 60 cm Durchmesser eine Tragfähigkeit zwischen 400 kN und 600 kN. Durch die Verdichtung des umgebenden Baugrundes und das Zusammenwirken des Bodens mit den Rüttelstopfsäulen erhöht sich jedoch auch die seitliche Steifigkeit des Baugrundes im Bereich der Baugrundverbesserung. Kombiniert man vermörtelte Rüttelstopfsäulen und Großbohrpfähle, so fällt die seitliche Bettung der Bohrpfähle deutlich höher aus als ohne Baugrundverbesserung. Die horizontalen Verformungen der Pfahlkopfplatte einschließlich der wechselnden Anteile können dadurch reduziert werden.

Rüttelstopfsäulen haben sich im Brückenbau vor allem in Norddeutschland bewährt. Sie können alleine oder in Kombination mit Großbohrpfählen oder Rammpfählen eingesetzt werden (Bild 14). Weiterhin wurde die Rüttelstopfverdichtung zur Ertüchtigung von Bahndämmen für die Anforderungen des Hochgeschwindigkeitsverkehrs mit seinen dynamischen Wechselbeanspruchungen eingesetzt.



**Bild 14** Pfahlgründung einer integralen Brücke mit Betongelenk

Die größte Herausforderung bei der Anwendung der Bauweise ist die erforderliche Erfahrung bei Beurteilung der im jeweiligen Baugrund erzielbaren Ergebnisse und bei der Kontrolle während der Bauausführung. Die Erfahrung ist sowohl auf Seiten des Baugrundgutachters als auch auf Seiten der ausführenden Firmen erforderlich.

## **3 Bemessung integraler Spannbetonbrücken**

### **3.1 Bemessungsgrundlagen**

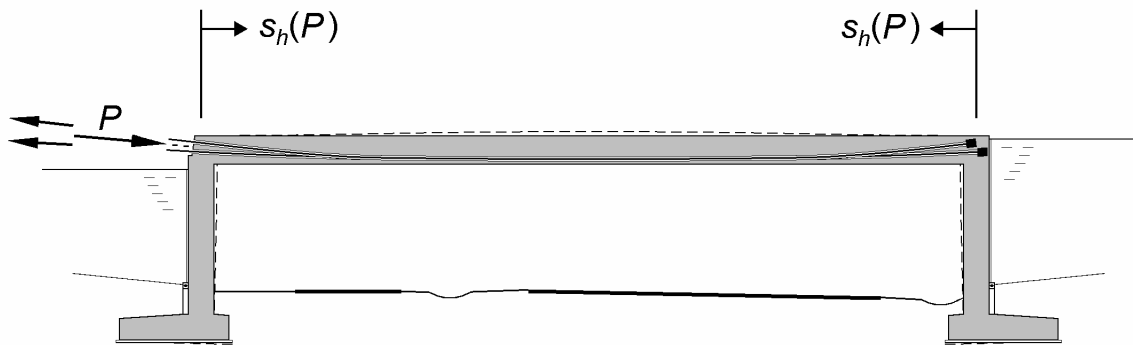
Die Anforderungen an die Standsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken können DIN-Fachbericht 102 entnommen werden. Die Grundlagen für die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sind dort für die bewährten Bauverfahren des Spannbetonbaus zusammengestellt. Die Größe der erforderlichen Vorspannkraft hängt von der Anforderungsklasse nach DIN-Fachbericht 102, Tabelle 4.118 ab, die der Bauherr gemäß ARS 11/2003 vorgibt. Weiterhin haben die zeitabhängigen Spannkraftverluste und die Streuung der Vorspannkraft Einfluss auf die erforderliche Vorspannkraft.

Die Bemessungsgrundlagen wurden in DIN-Fachbericht 102 für Balkenbrücken als Einfeld- oder Durchlaufsystem beschrieben. Die Streuung der Vorspannkraft hängt damit lediglich von geringen Fehlern in der Presse, von Streuungen der Reibung in Anker und Hüllrohr sowie von der Streuung der zeitabhängigen Betonverformungen ab. Statisch unbestimmte Effekte der Vorspannung resultieren ausschließlich aus der Behinderung der freien Biegeverformung durch die Lager in vertikaler Richtung. In der Wirkungsrichtung der Vorspannung wird dagegen ein statisch bestimmt gelagertes System angenommen, das keine nennenswerte Behinderung der Betonverkürzung im vorgespannten Bauteil zulässt.

Bei integralen Brücken treten zusätzliche statisch unbestimmte Wirkungen auf. Die rahmenartige Verbindung von Überbau und Widerlager stellt zunächst eine Behinderung der Biegeverformung der Überbauenden dar. Weiterhin kann sich die Überbauverkürzung infolge Vorspannung nicht frei einstellen. Die Steifigkeit von Widerlagern und Gründung behindert die freie Verschiebung der Überbauenden mit den Spanngliedverankerungen. Wird die Vorspannkraft am Endsystem aufgebracht, so fließt ein Teil der Vorspannkraft über die Widerlager in die Gründung. Um die Größe dieses Anteils bestimmen zu können muss eine Berechnung am Gesamtsystem mit zutreffenden Steifigkeiten durchgeführt werden. Dies ist insbesondere hinsichtlich der Gründung problematisch. Bereits in [6] und [7] wurde die Streubreite der Bodensteifigkeit beschrieben, die bereits bei Stahlbetonrahmen eine Berechnung mit oberen und unteren Grenzen für die Nachgiebigkeit des Baugrundes erforderlich macht.

Die Belastungsgeschwindigkeit beim Spannvorgang weicht deutlich von den Belastungsgeschwindigkeiten ab, die für die Ermittlung der Bodenkennwerte, insbesondere des Steifemodul  $E_s$  relevant sind. Während die Vorspannkraft innerhalb weniger Sekunden aufgebracht und verankert wird, beschreibt der Steifemodul die Endsetzung unter geologischer Vorbelastung der Gründungssohle erhöht um den 1,5-fachen zusätzlichen Druck

aus dem Bauwerk. Diese Endsetzung wird im Kompressionsversuch – meist am Oedometer – über mehrere Laststufen mit jeweils 24 Stunden Standzeit hinweg gemessen. Für die Steifigkeit des Baugrundes unter den Belastungsgeschwindigkeiten beim Vorspannen ist der standardmäßig ermittelte Steifemodul damit zunächst ungeeignet. Ausreichend standsichere und setzungsarme Gründungen verhalten sich im Zeitraum des Vorspannens wesentlich steifer und können näherungsweise als starr angenommen werden. Alternativ kann der Baugrundgutachter den zutreffenden Steifemodul für die beim Vorspannen relevante Zeit gesondert im Versuch ermitteln. Der Einfluss der Anzahl der Spannglieder und der Spannreihenfolge vom Vorspannen des ersten Spannglieds bis zum Verankern des letzten Spannglieds ist dabei zu berücksichtigen. Diese Vorgehensweise verlangt große Erfahrung von Baugrundgutachter und Tragwerksplaner und ist wegen des erforderlichen Aufwandes eher für besondere Anwendungen der integralen Bauweise bei größeren Brücken geeignet.



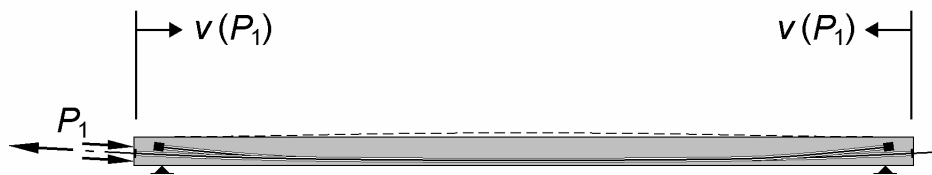
**Bild 15** Verschiebung infolge Vorspannung am Endsystem

Eine direkte Kontrolle des Anteils der Vorspannkraft, der in den Baugrund abfließt, ist mit vertretbarem Aufwand nicht möglich. Die Verkürzung des Überbaus aus Betonstauchung ist gegenüber dem Ausziehweg aus Spannstahldehnung so klein, dass direkt über die Messung des Ausziehweges keine Aussage möglich ist. Auch die Verschiebungen am Tragwerk lassen keine tragfähige Aussage über die Querkraftanteile in den Stielen zu. Die erwartete Verschiebung der Überbauenden aus der gesamten Vorspannung liegt bei Bauwerken bis 40 m Stützweite noch im Bereich der Messgenauigkeit von ca.  $\pm 2$  mm.

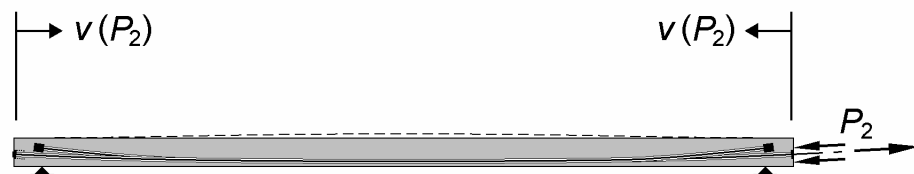
Im Allgemeinen ist deshalb die Vorspannung von Rahmentragwerken mit steifen Stielen aufgrund der nicht quantifizierbaren Spannkraftverteilung zwischen Überbau und Stielen unmittelbar beim Spannvorgang nicht durch die Regeln von DIN-Fachbericht 102 abgedeckt. Die dort über die Beiwerte  $r_{sup}$  und  $r_{inf}$  erfassten Streuungen der Vorspannkraft können die statisch unbestimmten Effekte aus der Einspannung in steife Stiele und den Baugrund nicht erfassen.

### 3.2 Bemessungsgrundlagen bei Spannbetonfertigteilen

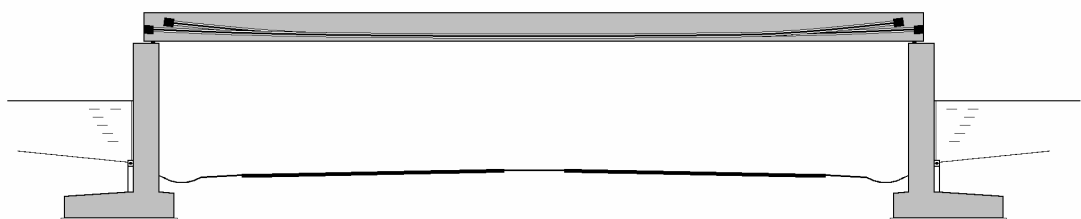
Die in Abschnitt 3.1 beschriebene Problematik beim planmäßigen Aufbringen der Vorspannkraft lässt sich elegant durch den Einsatz von Spannbetonfertigteilen umgehen. Die Vorspannung kann hier nach den Regeln von DIN-Fachbericht 102 auf die statisch bestimmt gelagerten Fertigteile aufgebracht werden. Die elastische Betonstauchung der Fertigteile beim Vorspannen sowie die frühen Verkürzungen aus Kriechen und Schwinden können sich frei einstellen (Bild 16 und Bild 17). Das endgültig vorgespannte Fertigteil wird in die vorgehene Lage im Bauwerk eingehoben (Bild 18).



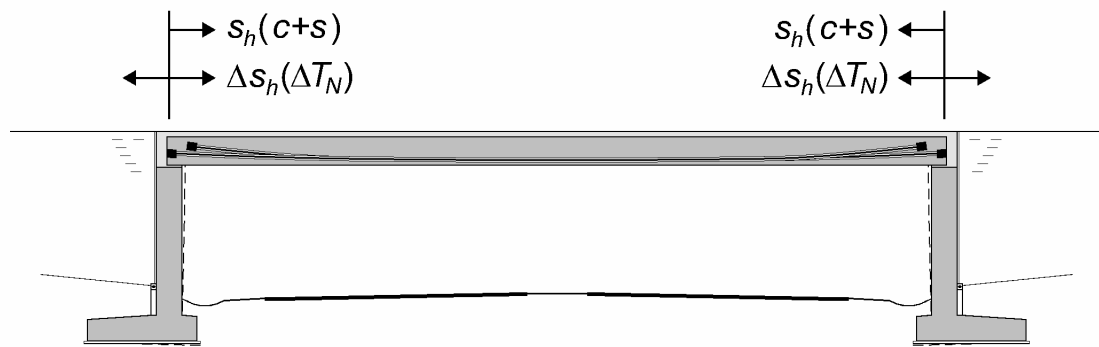
**Bild 16** Unbehinderte Verkürzung infolge Teilvorspannung des Fertigteils zur Lagerung



**Bild 17** Unbehinderte Verkürzung infolge endgültiger Vorspannung des Fertigteils

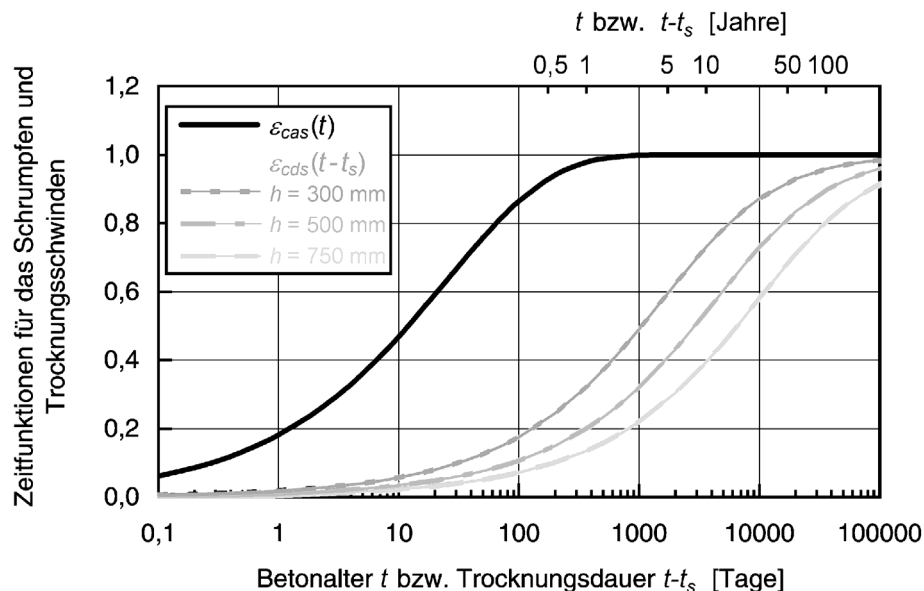


**Bild 18** Montage des vorgespannten Fertigteils



**Bild 19** Zeitabhängige Verformungen und zyklische Verschiebungen infolge Temperaturänderung  $\Delta T_N$  am Endsystem

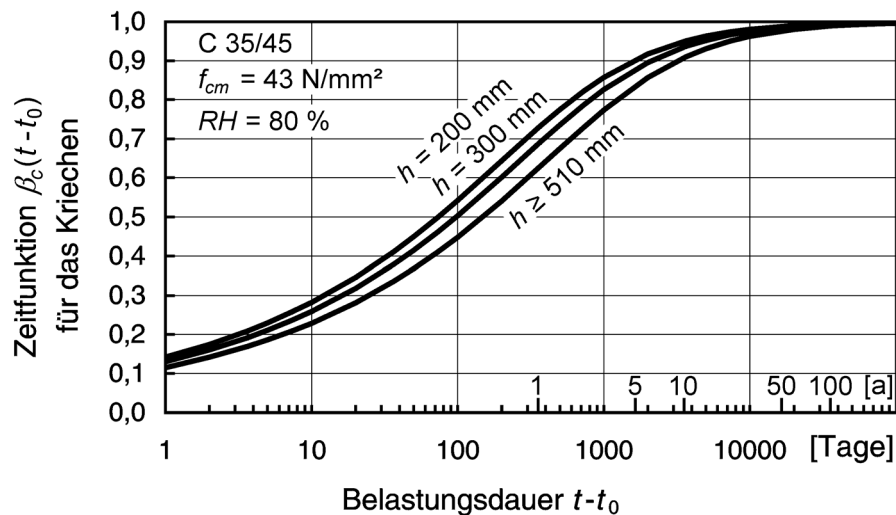
Die verbleibenden zeitabhängigen Verformungen aus Schwinden und Kriechen stellen sich am Endsystem über viele Jahre hinweg ein (Bild 19). Sie werden demnach von mehreren Jahreszyklen der Temperaturdehnungen im Überbau überlagert. Bild 20 zeigt den nach DIN-Fachbericht 102 anzunehmenden zeitlichen Verlauf der Schwinddehnungen. Für Fertigteilbrücken mit einer effektiven Bauteildicke  $h$  zwischen 300 mm und 500 mm sind erst nach ca. 5 Jahren die ersten 50 % der Verformungen aus Trocknungsschwinden abgeschlossen. Die Verkürzungen aus autogenem Schwinden, die bei normalfesten Betonen C 35/45 und C 45/55 ohnehin keinen maßgeblichen Einfluss haben, sind dagegen bis zum Herstellen der Ortbetoneingängung weitgehend abgeklungen.



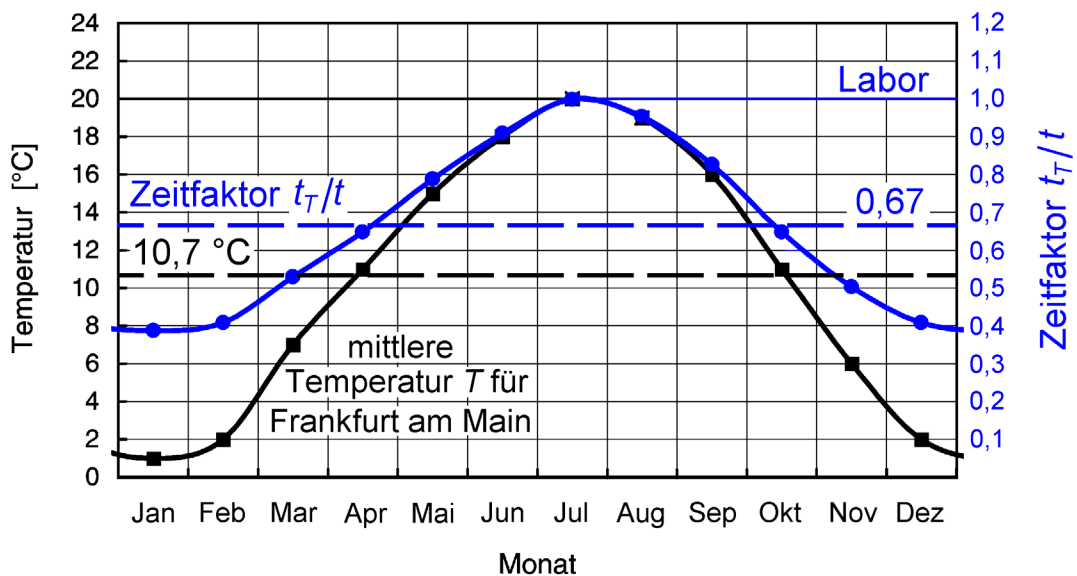
**Bild 20** Zeitlicher Verlauf der Schwindverformungen  $\varepsilon_{cas}$  und  $\varepsilon_{cds}$  bezogen auf ihren Endwert

Die Kriechverformungen laufen für die im Brückenbau relevanten Bauteildicken langsamer ab. Der Einfluss der Bauteildicke ist deutlich geringer als beim Schwinden. Berücksichtigt

man den Einfluss der von den Laborbedingungen abweichenden Außentemperatur über die Reife, so tritt der Einfluss der Bauteildicke vollständig in den Hintergrund. Für 20 °C werden nach 5 Jahren ca. 90 % der Kriechverkürzung erreicht. Da die durchschnittliche Temperatur derzeit unter 20 °C liegt, laufen die zeitabhängigen Verformungen im Bauteil langsamer ab, für Frankfurt am Main z. B. nur mit etwa 67 % der im Labor gemessenen Geschwindigkeit. Der maßgebende Anteil der Kriechverkürzung wird demnach von ca. 7 Jahreszyklen der Temperaturdehnungen im Überbau überlagert.



**Bild 21** Zeitlicher Verlauf der Kriechverformungen bezogen auf die Endkriechzahl



**Bild 22** Einfluss der Temperatur auf den zeitlichen Ablauf

Eine nennenswerte Umlagerung von Vorspannkraften durch Kriechen und Schwinden in den Baugrund kann aufgrund der Überlagerung mit den Temperaturzyklen ausgeschlossen

werden, sofern die Verkürzung des Überbaus aus den zeitabhängigen Verformungen nicht größer ist als die Verschiebung aus Temperatur in einem Jahreszyklus. Diese Bedingung wird bei der Verwendung von Spannbeton-Fertigteilen im Allgemeinen der Fall. Damit können integrale Betonbrücken mit Spannbeton-Fertigteilen nach den Grundsätzen von DIN-Fachbericht 102 bemessen werden.

### 3.3 Vorspannung der Fertigteile

Für die Vorspannung der Fertigteile stehen derzeit drei Möglichkeiten zur Verfügung:

- Vorspannung im nachträglichen Verbund
- Vorspannung im sofortigen Verbund
- Kombination aus Vorspannung im sofortigen und nachträglichen Verbund

Die Vorspannung im nachträglichen Verbund bietet die von Ortbetonbauwerken bekannten Vorteile auch bei Rahmentragwerken in Spannbetonfertigteilbauweise. Die Spanngliederführung kann dem gewünschten Momentenverlauf angepasst werden. Lediglich zwei Drittel des Spannstahlquerschnitts, der zur Abdeckung des Feldmomentes benötigt wird, muss nach ZTV-ING Teil 3 über die Auflagerlinie durchgeführt werden. Dort kann die zugehörige Spannkraft mit den Verankerungen des allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Spanverfahrens zuverlässig abgesetzt werden.

Für Brückenfertigteile bietet die Vorspannung im nachträglichen Verbund weitere Vorteile. Für den Lagerungszustand kann zunächst ein Teil der Spannglieder so vorgespannt werden, dass gerade die Durchbiegung aus dem Eigengewicht des Fertigteils ausgeglichen wird (Bild 16). Damit werden große Verformungen während der Lagerung vermieden. Erst kurz vor dem Transport zum Bauwerk wird die endgültige Vorspannung aufgebracht. In diesem Zustand führen die Momente aus Vorspannung i. d. R. zu einer negativen Durchbiegung. Durch den späten Belastungszeitpunkt von mehreren Wochen ist der E-Modul des Betons dann voll entwickelt und die kurzzeitigen Kriechverformungen haben einen deutlich geringeren Einfluss als bei einem Spannzeitpunkt kurz nach der Herstellung. Die Überhöhung oder ggf. Unterhöhung der Fertigteile kann deshalb zielsicher eingestellt werden.

Vorspannung im sofortigen Verbund wird ebenfalls häufig für Spannbetonfertigteile eingesetzt. Der Spannstahl erhält seine Vordehnung bereits vor der Herstellung des Fertigteils im Spannbett. Nach Erreichen der erforderlichen Druckfestigkeit wird das Spannbett abgelassen und die Vorspannung dadurch auf den Beton abgesetzt. Die verankerte Kraft hängt



neben Bewehrungsgrad und Geometrie auch vom E-Modul des Betons zum Zeitpunkt der Belastung ab. Die Spannbettvorspannung wird vollständig im jungen Alter von 2 bis 3 Tagen aufgebracht. Bis zum Einbau erfährt das Fertigteil daher in der Regel eine deutliche negative Durchbiegung. Auch die zeitabhängigen Verformungen des Betons gehen in die Größe der Verformung ein. Da die Fertigteile für ein Bauwerk i. d. R. in einem Spannbett nacheinander hergestellt werden, fallen die von der Zeit abhängigen Verformungen für jedes Fertigteil anders aus. Die Überhöhung wird jedoch aus wirtschaftlichen Gründen meist für alle Fertigteile eines Feldes konstant in der Schalung eingestellt. Differenzverformungen zwischen benachbarten Fertigteilen sind damit unvermeidlich.

Im Spannbett können die Litzen jeweils nur über die gesamte Länge eines Fertigteils angeordnet werden. Die näherungsweise Abbildung einer parabelförmigen Momentenlinie ist nur durch das Abisolieren einzelner Litzen von den Trägerenden aus möglich. Der wertvolle Spannstahl verliert dort seine Vorspannkraft und kann auch nicht mehr zur Bruchsicherheit beitragen.

Grundsätzlich sind auch bei Fertigteilen für integrale Betonbrücken die bislang gebräuchlichen Arten der Vorspannung anwendbar. Dieser Bericht behandelt dabei vornehmlich die Rahmen mittlerer und großer Spannweite zwischen 18 m und 40 m. In diesem Bereich sind die Verformungen der Fertigteile oft bestimmend für die Qualität der Ausführung. Zu große oder zu ungleichmäßige Verformungen der Fertigteile können hier oft nicht vollständig in der Ortbetonergänzung ausgeglichen werden. Die Einhaltung der Gradienten des zu überführenden Verkehrsweges ist jedoch stets wesentlicher Bestandteil der beauftragten Leistung. In dem nachfolgend vorgestellten Muster-Beispiel wurde deshalb ausschließlich Vorspannung im nachträglichen Verbund gewählt, die eine optimale Kontrolle der Verformungen während der Lagerungsdauer zulässt und Unwägbarkeiten bezüglich der zeitabhängigen Verformungen auf ein Minimum begrenzt.

### 3.4 Einsatzbereich von Spannbetonfertigteilen

Der Einsatz von Spannbetonfertigteilen bei Betonbrücken wurde durch das BMVBS mit ARS 23/1993 [2] geregelt, welches auch nach Einführung der DIN-Fachberichte noch gültig ist. Spannbeton-Fertigteilträger für Brücken in Bundesfernstraßen sind danach nur für folgende Einsatzbereiche und unter folgenden Bedingungen zu verwenden:

- Einzelstützweiten < 35 m
- Brückenschiefe > 60 gon
- Krümmungsradien > 500 m
- nicht bei Großbrücken (z. B. Talbrücken, Flussbrücken)
- schubfeste Ergänzung der Spannbeton-Fertigteilträger durch Querträger über den Auflagerlinien der Pfeiler und Widerlager und durch fugenlose Ortbetonplatte zum endgültigen Überbauquerschnitt.
- bei Mehrfeldbrücken Herstellen der Durchlaufwirkung in Brückenlängsrichtung durch Ortbetonplatte und Querträger
- möglichst keine Quervorspannung der Querträger
- Beschränkung der Lager (einschl. Pressenansatzpunkte) auf ein Minimum
- nur Spannbeton-Fertigteilträger mit T-Querschnitt

Bei integralen Spannbetonbrücken entfallen Lager und Querträger zugunsten der biegesteifen Verbindung mit den Unterbauten. Die Schiefe sollte nach [6] bei integralen Brücken größer 80 gon gewählt werden, wenn maßgebende Verschiebungszyklen  $\Delta s_h > 5$  mm auftreten. Kleine Krümmungsradien treten daher in den meisten Anwendungsfällen nicht auf. Für integrale Einfeldbauwerke bestehen daher nach Abstimmung mit dem hessischen Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen keine Bedenken, die Grenze für die Einzelstützweite von 35 m auf 40 m heraufzusetzen. Damit können Überführungsbauwerke über RQ 26 und RQ 29,5 auch mit der Erweiterungsoption nach Erg ZTV-ING Hessen, Anhang B1, Blatt 1.1 [8] noch als Einfeldbauwerke ohne Stützung im Mittelstreifen ausgeführt werden. Gerade hier ist der Wegfall der Mittelstützung besonders attraktiv, da der Mittelstreifen damit im Bau- und Endzustand freigehalten werden kann.

### 3.5 Hinweise für die Bemessung und die konstruktive Durchbildung

Für den Nachweis der Transportbeanspruchung ist das rechnerische Eigengewicht der Fertigteile um 10 % zu erhöhen.

Die planmäßige Vorspannkraft  $P_{m0}$  von Spanngliedern im nachträglichen Verbund soll 3.600 kN nicht überschreiten. Größere Vorspannkraften liegen für die in Deutschland verwendete Technologie der Spanngliedführung und Lagesicherung der Hüllrohre außerhalb des Erfahrungsbereichs. Insbesondere die lokalen Umlenkkraften bei den kaum vermeidbaren Lageabweichungen herkömmlicher Hüllrohre von der Sollgeometrie können ohne Zusatzbewehrung nicht mehr vom Beton aufgenommen werden.

Die Einbindung der Fertigteile in die Stiele bzw. Widerlager muss gemessen in der Achse FT mindestens 30 cm betragen. Aus dem Nachweis der Einleitung der Gurtkräfte und der Querkraft aus dem FT-Träger in den Rahmenknoten können sich größere Einbindemaße ergeben.

Die in die Stiele eingreifenden Fertigteile sind mit Bewehrung anzuschließen. Im Bereich der Fertigteileinbindungen ist eine durchgehende Längsbewehrung an der Außenfläche der Stiele zu gewährleisten. Außerdem sind die Fertigteilträger im Einbindebereich zur Erzielung eines kraftschlüssigen Verbundes mit dem Stiel bzw. Widerlager zu profilieren.

Bei der Bemessung der Rahmenknoten sind die Schnittgrößenumlagerungen infolge Kriechen und Schwinden zu beachten. Besonders zu beachten sind dabei mögliche positive Biegemomente im Rahmenknoten, die sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  maßgebend für den erforderlichen Bewehrungsquerschnitt und die Bewehrungsführung im Rahmenknoten werden können.

Die Überbauenden bzw. Rahmenknoten sind über die gesamte Fertigteilhöhe gemeinsam mit der Ortbetonplatte zu betonieren. Die Dicke des Ortbetons muss sowohl an den Stirnseiten als auch seitlich neben den Fertigteilstegen mindestens 30 cm betragen.

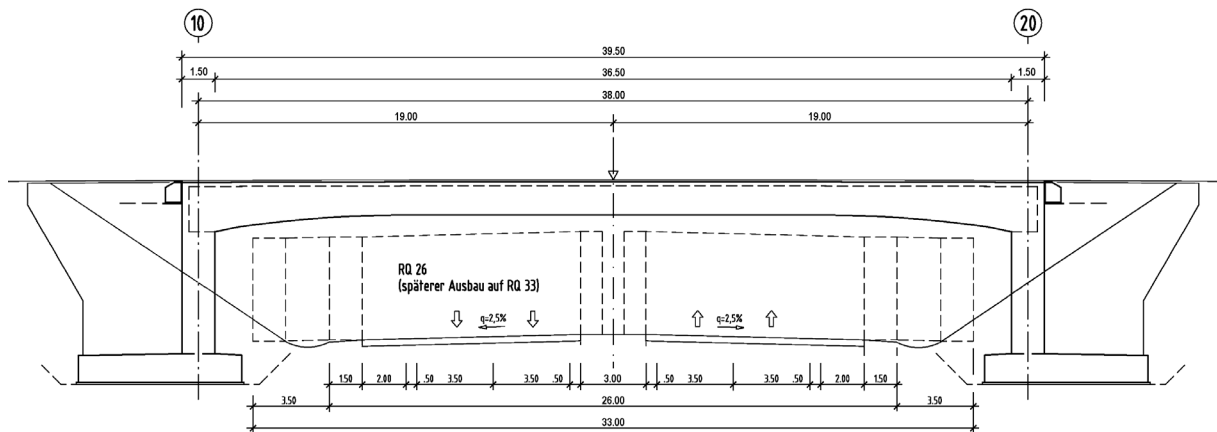
## 4 Muster-Beispiel: Überführung RQ 10,5 über RQ 26

Als Muster-Beispiel für die Anwendung von Spannbetonfertigteilen bei integralen Brücken wird die Überführung einer Bundesstraße mit RQ 10,5 über eine Autobahn mit RQ 26 untersucht. Mit der Bundesstraße wird ein Fuß- und Radweg mit 2,50 m Breite überführt. Der Kreuzungswinkel beträgt im Musterbeispiel 100 gon. Die Brücke wird für zivile Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 und für militärische Verkehrslasten nach STANAG 2021 bemessen. Die wichtigsten Bauwerksdaten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

**Tabelle 1** Bauwerksdaten

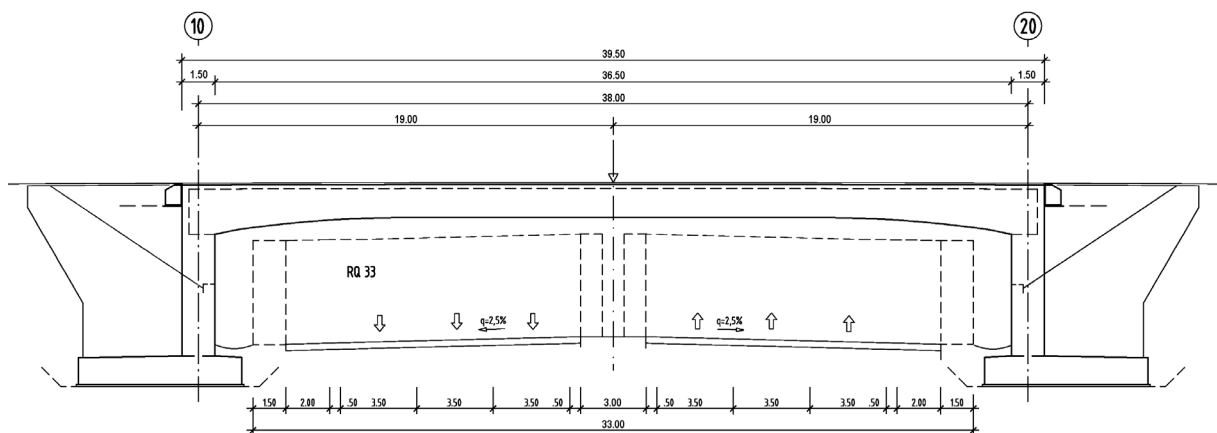
<b>Bauwerksdaten</b>		
Bauart	Spannbeton	
Zivile Verkehrslasten	nach DIN-Fachbericht 101	
Verkehrskategorie nach DIN-Fachbericht 101, Tab. 4.5	2	
Verkehrsart nach DIN-Fachbericht 102, Tab. A.106.2	große Entfernung	
Militärlastenklasse nach STANAG 2021	MLC 50/50 – 100	
Anforderungsklasse nach DIN-Fachbericht 102, Tabelle 4.118	Überbau längs	C
	Überbau quer	D
	Unterbauten	D
Gesamtlänge zwischen den Endauflagern	38,00 m	
Einzelstützweiten	38,00 m	
lichte Weite zwischen den Widerlagern	36,50 m	
Kleinste lichte Höhe	> 4,70 m	
Kreuzungswinkel	100,00 gon	
Breite zwischen den Geländern	13,25 m	
Brückenfläche	503,5 m <sup>2</sup>	

Das Überführungsbauwerk für die Bundesstraße wird als einfeldriges, integrales Rahmenbauwerk mit einer lichten Weite von 36,50 m ausgeführt (Bild 23). Dies entspricht einer System-Stützweite von ca. 38,00 m. Die Achse der Straßenbrücke verläuft im Grundriss gerade, im Höhenplan liegt das gesamte Bauwerk im Bereich einer Kuppe mit  $H = 5000$  m. Der Hochpunkt und der Tangentenschnittpunkt liegen in der Bauwerksmitte, so dass die Brücke symmetrisch ausgeführt werden kann. Für die Gründung wird eine zulässige Bodenpressung von 350 kN/m<sup>2</sup> zugrunde gelegt. Die Randbedingungen entsprechen damit dem in [6] gezeigten Muster-Beispiel 2 für integrale Brücken in Stahlbetonbauweise.



**Bild 23** Längsschnitt

Gemäß Erg ZTV-ING Hessen, Anhang B1, Blatt 1.1, Abbildung 3 wird bereits beim Bauwerksentwurf eine spätere Aufweitung des unterführten RQ 26 auf einen RQ 33 berücksichtigt. Beide Richtungsfahrbahnen können dazu um einen Fahrstreifen erweitert werden. Der Dammfuß wird in dieser Ausbaustufe zurückgesetzt und mit einer Stützwand oder mit Gabionen abgefangen (Bild 24).



**Bild 24** Längsschnitt im späteren Ausbauzustand mit unterführtem RQ 33

Die Querschnittsaufteilung wird den Erg ZTV-ING Hessen, Anhang B1, Blatt 1.2, Abbildung 2b entnommen. Die Breite der Fahrbahn beträgt 8,00 m und die Breite zwischen den Geländern ergibt sich zu 13,25 m (Bild 25). Der Querschnitt des Überbaus wird aus 5 T-förmigen Fertigteilen in C45/55 und einer 20 cm dicken Ortbetonergänzung in C35/45 zusammengesetzt. Die Fertigteile erhalten 60 cm breite Stege und Spiegel mit einer Kragarmlänge von jeweils 1,0 m. Die Konstruktionshöhe der Fertigteile wird aus gestalterischen und statischen Gründen in diesem Beispiel veränderlich gewählt. Die Regelhöhe des Gesamtquerschnitts beträgt 1,60 m. Von den Viertelpunkten aus wird die

Höhe bis auf 2,40 m an den Einspannstellen erhöht. Die Fertigteilunterseite beschreibt im Bereich der Voutung dabei jeweils eine quadratische Parabel. Die Stiele mit Rechteckquerschnitt besitzen eine Gesamtbreite von 12,01 m. Die wichtigsten Angaben zu den Baustoffen können Tabelle 2 entnommen werden.

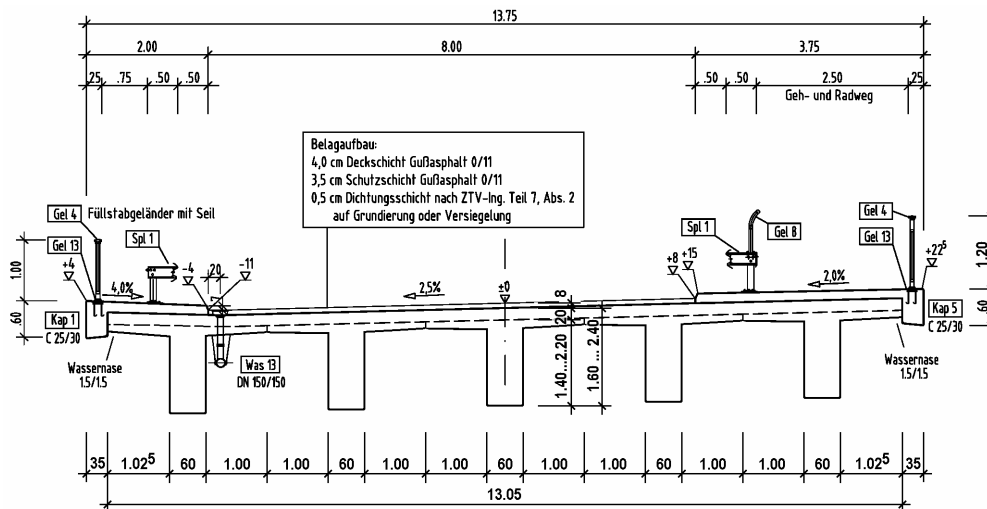


Bild 25 Querschnitt

Tabelle 2 Baustoffangaben

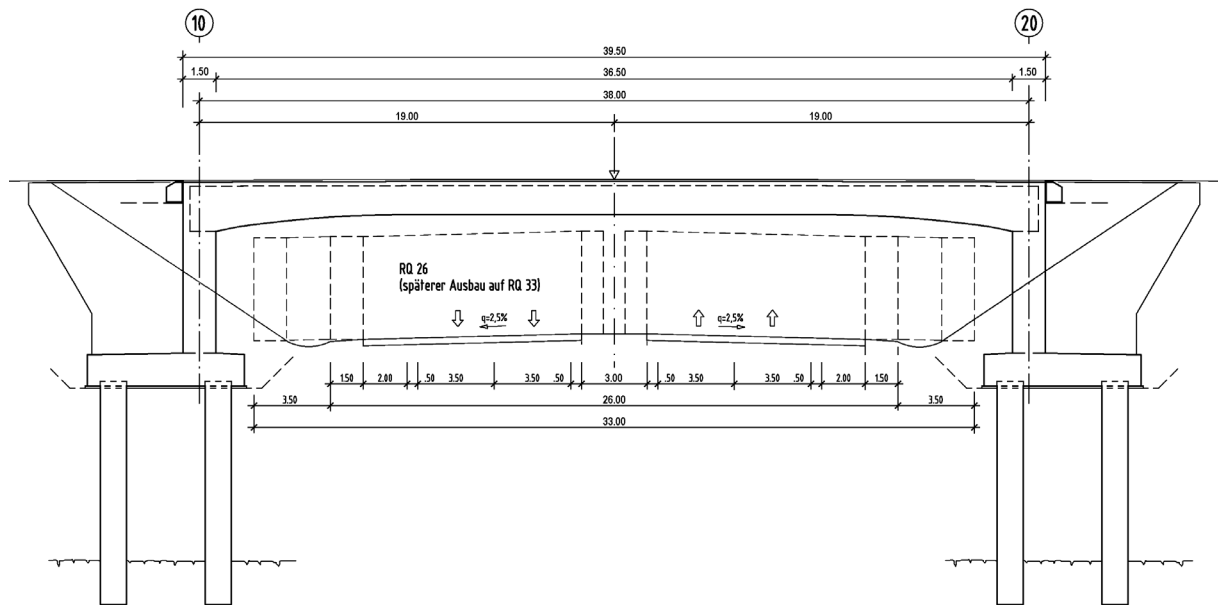
Bauteil	Expositions- klasse(n)	Beton	Betonstahl (hochduktil)	Spannstahl	Baustahl
Überbau, FT	XC4, XD1, XF2	C 45/55	BSt 500 S	St 1570/1770	–
Überbau, Ort.	XC4, XD1, XF2	C 35/45	BSt 500 S	–	–
Kappen	XC4, XD3, XF4	C 25/30 <sup>1)</sup>	BSt 500 S	–	–
Widerlager	XC4, XD2, XF2	C 30/37	BSt 500 S	–	–
Fundament	XC2	C 30/37 <sup>2)</sup>	BSt 500 S	–	–
Sauberkeitssch.	X0	C 12/15	–	–	–
Vorspannung	längs				

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

<sup>2)</sup> über die Anforderungen von FB 100, Anhang F und ZTV-ING hinaus

Als Variante wurde das Musterbeispiel mit Tiefgründung untersucht. Die Bodenkennwerte wurden von einem realen Bauwerk mit vergleichbaren Gründungslasten übernommen. Die Pfahlkopfplatte hat die gleichen Abmessungen wie das Fundament des flach gegründeten Widerlagers. Jedes Widerlager erhält 8 Bohrpfähle mit 1,20 m Durchmesser und 10 m Länge. Die Einbindelänge in den tragfähigen Baugrund beträgt ca. 2,0 m. Der zulässige Pfahl-

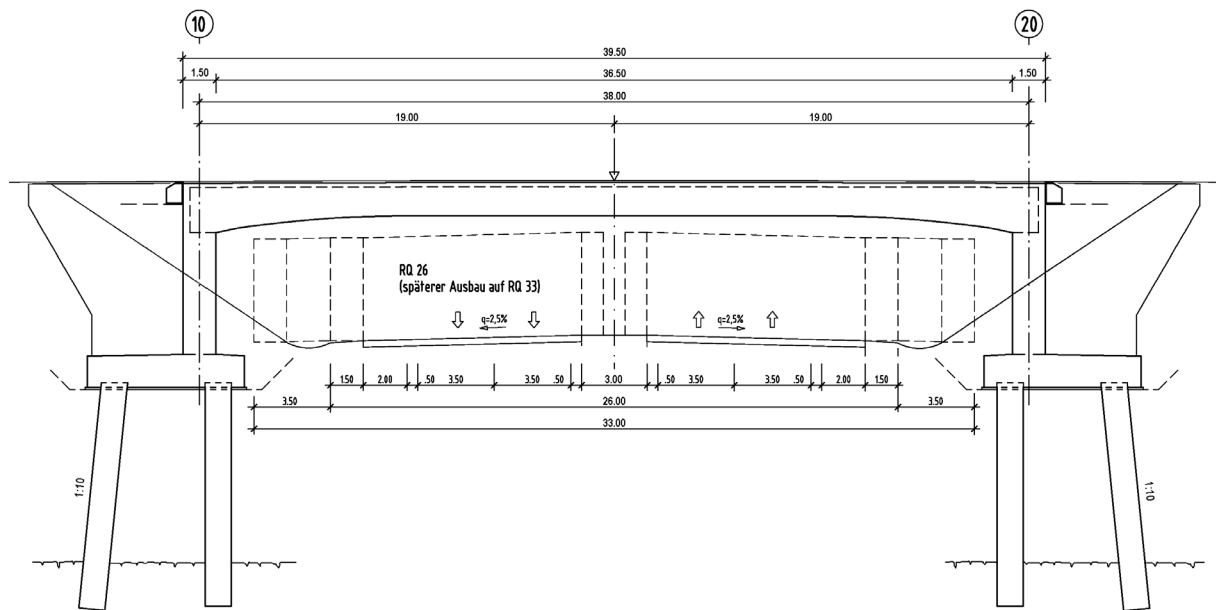
spitzendruck im GZ 2 beträgt  $3,0 \text{ MN/m}^2$ . Für die Bettung der Pfähle werden Steifemoduln von  $45 \text{ MN/m}^2$  im oberen Bereich und  $200 \text{ MN/m}^2$  im tragfähigen Baugrund angesetzt.



**Bild 26** Ansicht – Variante mit Pfahlgründung

Die Berechnung zeigt, dass die in Abschnitt 2.3 abgeleitete Obergrenze für den veränderlichen Anteil der horizontalen Verschiebung von  $\Delta s_h = 4 \text{ mm}$  im GZ 2 auf der freien Pfahlhöhe eingehalten werden kann. Die Biegebeanspruchung der Pfähle ist so gering, dass eine angemessene Mindestbewehrung von  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$  in Anlehnung an die Anforderungen der ehemaligen ZTV-K ausreichend ist. Die Spannbeton-Fertigteil Bauweise des Überbaus wirkt sich günstig auf die Beanspruchung der Pfahlgründung aus. Die Rahmenmomente aus ständigen Einwirkungen können weitgehend durch die Vorspannung ausgeglichen werden. Die maßgebenden Rahmenmomente und die zugehörigen Querkkräfte in den Pfählen resultieren vor allem aus den veränderlichen Einwirkungen Temperatur und Verkehr.

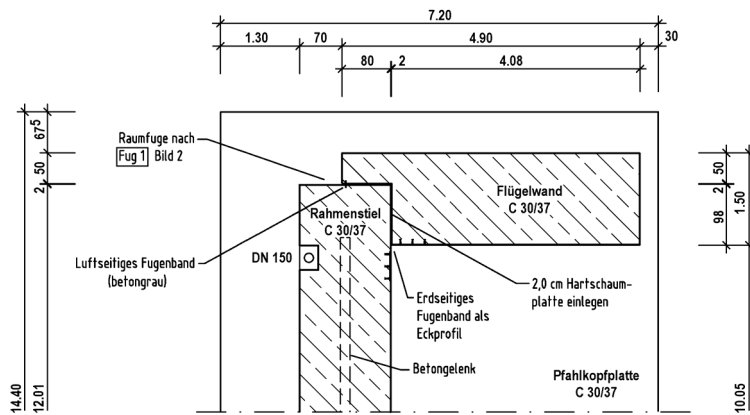
Durch die Neigung der hinteren Pfahlreihe kann die Querkraftbeanspruchung der Pfähle etwas reduziert werden. Insgesamt ergeben sich in unserem Beispiel dadurch aber mehr Nachteile als Vorteile. Die horizontalen Pfahlverschiebungen  $\Delta s_h$  können verglichen mit der Anordnung ausschließlich vertikaler Pfähle nicht weiter reduziert werden. Gegenüber der Ausgangslage treten die positive und negative Pfahlverschiebungen nun in annähernd gleicher Größe auf. Damit liegt eine echte Wechselbeanspruchung der Bettung vor. Die achsialen Pfahlbeanspruchungen steigen geringfügig an. Die in Bild 27 dargestellte Variantenstudie wurde daher nicht weiter verfolgt.



**Bild 27** Ansicht – Variantenstudie mit Pfahlgründung und geneigten Pfählen

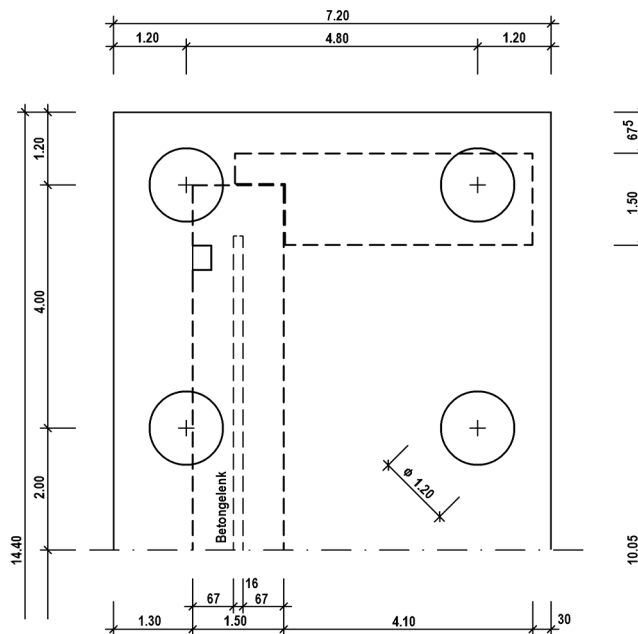
Wegen der aus dem Damm teilweise herausgezogenen Anordnung der Widerlager werden Flügel erforderlich. Eine monolithische Verbindung von Rahmenstiel und Flügel würde unabhängig von der gewählten Gründungsform zu einer erheblichen Versteifung der Stiele in den Eckbereichen führen. Die Bodenplatte für Stiel und Flügel wird bei den vorgezogenen Widerlagern so groß, dass selbst bei der Variante mit Flachgründung in der Gründungsfuge keine ausreichende Rotationsmöglichkeit mehr gegeben ist. Weiterhin würden die zyklischen Verformungen der Überbauenden auf die Flügel und durch Reibung ggf. auch auf Teile der Hinterfüllung übertragen. Die Auswirkungen der zyklischen Bewegungen der Stiele sind bei Betonbrücken mit mehr als 18 m System-Stützweite allgemein nicht mehr vernachlässigbar. Zur Erzielung einer über die Breite konstanten Steifigkeit der Stiele und um die Verformungen auf den Schnitt zwischen Überbauende und Hinterfüllung zu konzentrieren, werden deshalb die Flügel vom Stiel durch eine Fuge getrennt (Bild 28). Die ausreichende Rotationsfähigkeit an den Fußpunkten wird über Betongelenke hergestellt. Damit wird insgesamt das Tragverhalten des Rahmens weitgehend von den Flügeln und der Bodenplatte getrennt. Die Bewegung an den Überbauenden wird auf den bituminösen Fahrbahnübergang nach ZTV-ING Teil 8.2 bzw. Blatt 4.5 aus [8], Anhang B1 konzentriert.





**Bild 28** Fuge im Widerlager zwischen Rahmenstiel und Flügel

Für die Variante mit Tiefgründung erhält die Pfahlkopfplatte die gleichen Abmessungen wie die Fundamentplatte des flach gegründeten Rahmens. In Querrichtung wird der Pfahlachsabstand  $a_Q$  größer als der dreifache Pfahlschaftdurchmesser  $D_s$  gewählt, so dass keine Abminderung der Bettungssteifigkeit aus der gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle quer zur Krafrichtung erforderlich ist. In Längsrichtung beträgt der Abstand  $a_L = 4,80$  m und ist damit viermal so groß wie der Pfahlsschaftdurchmesser von  $D_s = 1,20$  m. Die relative Abminderung der Bettungssteifigkeit für die vordere Pfahlreihe beträgt demnach  $\alpha_L = 0,75$ .



**Bild 29** Anordnung der Pfähle bei der Variante mit Tiefgründung

Das Betongelenk zentriert die Lasten auf der Pfahlkopfplatte. Verglichen mit einem monolithischen Anschluss der Stiele an die Pfahlkopfplatten kann dadurch die maximale

Druckkraft der Pfähle um mehr als 5 % verringert werden. Entscheidend ist die Reduzierung des achsialen Wechsellastanteils der Pfähle im GZ 2, der durch die Betongelenke von 30 % der maximalen Pfahldruckkraft auf 20 % gesenkt werden kann. Erst durch die Anordnung der Betongelenke kann damit die Begrenzung des achsialen Wechsellastanteils nach DIN 1054, 8.4.6 (1) eingehalten werden.

Die wegen der zyklischen Bewegung der Überbauenden bei vorgezogenen Widerlagern erforderliche Trennung von Flügeln und Stiel hat aus statischer Sicht den Nachteil, dass die Flügel die Erddrucklasten wie Winkelstützwände nur einachsig abtragen können. Die bei Kastenwiderlagern sehr effektive Einspannung der Flügel in die Kammerwand entfällt. Die Flügel erhalten deshalb vergleichsweise große Querschnittsabmessungen und hohe Bewehrungsgrade. Im Musterbeispiel wurde durch Voutung der Flügelwände eine Abstimmung mit dem Momentenverlauf vorgenommen. Die alternative Konstruktionsform mit rückverankerten Flügelwänden wurde bereits in [6] vorgestellt.

Unabhängig von der konstruktiven Durchbildung der durch eine Fuge vom Stiel getrennten Widerlager wirkt der durch Mobilisierung erhöhte Erddruck nach Abschnitt 2.2 zumindest im Bereich des aktiven Gleitkeils (vgl. Bild 8) nicht nur auf den Stiel sondern auch auf die Flügelwände. Der mobilisierte Erddruck ist in diesem Bereich bei der Bemessung der Flügel zu berücksichtigen.

Beim Nachweis der Bauzustände im Rahmen der Ausführungsplanung sind folgende Punkte besonders zu beachten:

- Der Einfluss des Belastungszeitpunktes und der Belastungsdauer auf die Verformung der Fertigteile im Lagerungszustand sollte so gering wie möglich gehalten werden. Dies kann z. B. durch die Wahl einer Teilvorspannung erfolgen, welche die Verformungen infolge Eigengewicht ausgleicht.
- Bei den Nachweisen in den Transport- und Montagezuständen ist das Eigengewicht der Fertigteile rechnerische um 10 % zu erhöhen.
- Das rechnerische Gewicht der Fertigteile beträgt 110 t und liegt entsprechend der Spannweite etwas oberhalb des üblichen Bereichs. Die Planung des Kraneinsatzes ist daher besonders sorgfältig durchzuführen. Wie in ähnlichen Fällen können erforderlichenfalls zwei Mobilkrane eingesetzt werden.
- Die Rahmenstiele sind mit Betongelenken an die Fundamente bzw. Pfahlkopfplatten angeschlossen. Bis zur Fertigstellung des Rahmens müssen die Stiele daher gegen horizontale Kräfte in Brückenlängsrichtung gesondert gesichert werden. Der Abtrag von

Windlasten, horizontalen Verkehrslasten aus Arbeitsbetrieb und Montagearbeiten sowie die Abtriebskräfte aus der Auflast von Fertigteilen und Ortbeton ist besonders sorgfältig nachzuweisen. Der obere Teil der Hinterfüllung ist zweckmäßig erst nach der Fertigstellung des Rahmentragwerks herzustellen.

Anlage 1 enthält Bauwerkspläne zu diesem Musterbeispiel nach den Vorgaben der RAB-ING sowie die statische Vorberechnung zum Bauwerksentwurf. Die dort angegebenen Abmessungen und die ermittelte Bewehrung gelten nur für die Randbedingungen dieses Musterbeispiels. Die Vorspannung wurde zum Nachweis der Machbarkeit großzügig gewählt und kann abhängig von den Randbedingungen im Ausführungsfall weiter optimiert werden. Bei der Übertragung von Berechnungsergebnissen auf andere Bauwerke sind in jedem Einzelfall die dort gültigen Randbedingungen zu beachten. Neben der Geometrie des Geländes und der Verkehrswege gehören dazu insbesondere die Baugrundangaben. Die Vorspannung ist auf die jeweiligen Randbedingungen abzustimmen. Der Bauablauf und die maßgebenden Bau- und Transportzustände sind in der statischen Berechnung zu erfassen.

## 5 Zusammenfassung

Der Einsatz von Fertigteilen erlaubt die zielsichere Anwendung der Spannbetonbauweise bei integralen Brücken auf der Grundlage von DIN-Fachbericht 102. Bei Neu- oder Ersatzneubauten im bestehenden Straßennetz können die Eingriffe in den unterführten Verkehrsweg durch die Fertigteilbauweise deutlich reduziert werden. Dadurch wird die Ausführung einer integralen Betonbrücke in vielen Fällen erst möglich. Die Schlankheit des Überbaus kann gegenüber der Stahlbetonbauweise erhöht werden. Gleichzeitig wird die Biegebewehrung der Rahmenecken deutlich reduziert, da die Rahmenwirkung nun nur noch für die veränderlichen Einwirkungen benötigt wird.

In einem Muster-Beispiel mit 38,0 m Stützweite konnte gezeigt werden, dass die integrale Bauweise mit Spannbetonfertigteilen in nachträglichem Verbund auch mit Tiefgründung eingesetzt werden kann. Die veränderlichen Anteile der horizontalen Pfahlverformung sind dabei jedoch mit max. 4 mm sehr stark limitiert. Entsprechend DIN 1054 sind im Einzelfall die charakteristischen Widerstände unter Berücksichtigung der zyklischen Belastung axial und quer zur Pfahlachse festzulegen. Bei integralen Brücken gilt dies besonders für den zulässigen veränderlichen Anteil der horizontalen Verschiebung, die zugehörige Steifeiziffer zur Ermittlung der horizontalen Bettung sowie zur Frage des bleibenden Widerstandes aus Mantelreibung bei zyklischen Verschiebungen quer zur Pfahlachse. Zur Festlegung dieser Werte ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Im Rahmen der Entwurfsbearbeitung ist in jedem Einzelfall zu prüfen, welche Bauweise und Gestaltung am besten geeignet und wirtschaftlich vertretbar ist. Die integrale Bauweise bietet dem Planer auch bei Brücken mit Spannbetonfertigteilen eine attraktive Option beim Bauwerksentwurf. Die Besonderheiten, die aus den zyklischen Temperaturschwankungen der integralen Bauwerke entstehen, sind bei der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner

Dr.-Ing. M. Zink

## Literatur

- [1] Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST): Erfahrungssammlung zu den DIN-Fachberichten. Stand 10.01.2006. Download über <http://www.bast.de>
- [2] BMVBS (vorm. BMVBW), Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr: ARS 23/1993 – Verwendung von Spannbeton-Fertigteilträgern in Brücken der Bundesfernstraßen. VkB1. 1993, S. 584
- [3] *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
- [4] *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.
- [5] Forschungsgruppe für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau: Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke. Ausgabe 1994. FGSV Heft 525, Juli 1994.
- [6] *Graubner, C.-A. und Zink, M.*: Erweiterte Grundlagen für integrale Straßenbrücken in Stahlbetonbauweise. Bericht erstattet für das Hessische Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen. König und Heunisch Planungsgesellschaft. Frankfurt am Main, 12.04.2006.
- [7] Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (HLSV): Fugenloses Bauen, Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken. Heft 50 der Schriftenreihe des HLSV. Bearbeitet in Zusammenarbeit mit König und Heunisch Planungsgesellschaft, Beratende Ingenieure für Bauwesen. Wiesbaden, Frankfurt, 2002.
- [8] Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (HLSV): Erg ZTV-ING Hessen. Ausgabe 2005-11. Wiesbaden 2005. Download über <http://www.verkehr.hessen.de> unter der Rubrik: Service für Sie / Anträge, Formulare & Standards
- [9] *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
- [10] *Vogt, N.*: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart, Nr. 22, 1984.