



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la
communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Integrale Brücken – Sachstandsbericht

**Ponts à culée intégrée –
Rapport d'état de l'art**

**Integral Bridges –
State-of-the-art Report**

dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee
W. Kaufmann, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA

**Forschungsaufträge AGB 2003/001 und AGB 2005/019
auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)
und des Kantons Graubünden**

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation
Bundesamt für Strassen

Integrale Brücken – Sachstandsbericht

Ponts à culée intégrée – Rapport d'état de l'art

Integral Bridges – State-of-the-art Report

dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee
W. Kaufmann, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA

Forschungsaufträge AGB 2003/001 und AGB 2005/019 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Tiefbauamtes Graubünden

Juni 2008

Vorwort

Dilatationsfugen und Fahrbahnübergänge sind Schwachstellen von Brücken und verursachen, selbst wenn Sie konstruktiv sauber ausgebildet werden, einen erhöhten Unterhaltsaufwand. Diese Aussagen treffen in reduziertem Ausmass auch auf Brückenlager zu. Aus diesen Gründen, vor allem aber aufgrund der oftmals unbefriedigenden Langzeiterfahrungen, besteht das Bestreben, bei Neubauten wenn möglich auf diese Elemente zu verzichten resp. sie bei Instandsetzungen durch monolithische Verbindungen zu ersetzen. Das Resultat solcher Überlegungen sind *integrale Brücken*, bei welchen der Überbau vollkommen monolithisch mit dem Unterbau verbunden ist, oder *semi-integrale* Brücken, welche entweder Fahrbahnübergänge oder Lager aufweisen, aber nicht beides.

Der Anwendungsbereich integraler Brücken ist in der Schweiz grundsätzlich durch die *Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken* des Bundesamtes für Strassen [6] geregelt. Je nach Bedeutung und Verkehrsaufkommen sind gemäss diesen Richtlinien integrale Brücken bis zu einer Länge von maximal 30...60 m möglich. In der Tat wurden auf dieser Basis zahlreiche integrale Brücken erstellt, hauptsächlich Rahmentragwerke, V-Stiel- und Sprengwerkbrücken. Da bezüglich des Vorgehens bei der Bemessung, der Gebrauchstauglichkeit und des Langzeitverhaltens integraler Brücken eine gewisse Unsicherheit besteht, wurde der Anwendungsbereich jedoch in vielen Fällen nicht ausgenützt, und verhältnismässig kurze Brücken wurden mit Fahrbahnübergängen und Lagern ausgebildet. Andererseits wurden in mehreren Kantonen bereits deutlich längere integrale und semi-integrale Brücken erstellt. Auch in anderen Ländern existieren zahlreiche integrale Brücken mit zum Teil wesentlich grösseren Längen.

Ziel des vorliegenden Sachstandsberichtes war es daher, anhand einer Übersicht über den aktuellen Stand der Technik einen Beitrag zur Verbesserung der Grundlage für die Konzeption semi-integraler und integraler Brücken zu leisten und den Bedarf an weiteren Untersuchungen aufzuzeigen.

Das Bundesamt für Strassen und der Kanton Graubünden haben die Ausarbeitung des vorliegenden Berichtes auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) finanziert. Ich möchte mich bei den Mitgliedern der Begleitkommission C (BK C), Herrn P. Matt (Vorsitz), Herrn M. Donzel, Herrn H. Figi, Herrn Prof. Dr. A. Muttoni und Herrn Dr. D. Somaini sowie ab 2007 Herrn Dr. A. Fürst und Herrn W. Schuler herzlich für die gute und interessante Zusammenarbeit bedanken. Herr H. Figi und Herr Ch. Balz nahmen sich die Zeit, mir verschiedene integrale Brücken in ihrem Kanton zu zeigen, die Herren S. Kun und Dr. S. Denton unterstützten mich bei der Übersetzung der Zusammenfassung und die Herren R. Stäuble, M. Gräf und M. Monotti und M. Gräf bei den Abbildungen. Auch hierfür möchte ich mich herzlich bedanken.

Greifensee, im Juni 2008

Dr. Walter Kaufmann

dsp Ingenieure & Planer AG

Vorwort	iii
Zusammenfassung	vii
Résumé	viii
Summary	ix
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	4
1.3 Übersicht	4
1.4 Abgrenzung	5
2 Verhalten integraler Brücken	7
2.1 Allgemeines	7
2.2 (Behinderte) Verformungen des Überbaus	8
2.2.1 <i>Temperatur</i>	8
2.2.2 <i>Vorspannung</i>	9
2.2.3 <i>Kriechen und Schwinden des Betons</i>	9
2.2.4 <i>Überlagerung der verschiedenen Verformungen</i>	11
2.2.5 <i>Abbau von Zwangsbeanspruchungen</i>	12
2.3 Boden-Bauwerks-Interaktion	13
2.3.1 <i>Allgemeines</i>	13
2.3.2 <i>Erddrücke bei zyklischer Beanspruchung</i>	14
2.3.3 <i>Tiefgründungen</i>	21
2.3.4 <i>Flachfundamente</i>	22
2.3.5 <i>Oberer Grenzwert der Fundationssteifigkeit</i>	22
2.4 Stützen und Widerlager	23
2.4.1 <i>Steifigkeit der Stützen</i>	23
2.4.2 <i>Steifigkeit der Widerlager</i>	23
2.5 Übergang Widerlager-Fahrbahn	24
2.6 Einfluss von Zwangsnormalkräften	25
2.7 Brückengeometrie im Grundriss	26
3 Übersicht über den Stand der Forschung	29
3.1 Grundlagenforschung	29
3.1.1 <i>Zeitabhängiges Verhalten des Betons</i>	29
3.1.2 <i>Rissbildung und Mindestbewehrung</i>	29
3.1.3 <i>Interaktion Bauwerk-Baugrund</i>	29
3.2 Anwendungsbezogene Forschung	30
3.3 Messungen an ausgeführten Bauwerken	31
4 Integrale Brücken im modernen Brückenbau	37
4.1 Vor- und Nachteile integraler Brücken	37
4.2 Entwurf und Bemessung	39
4.2.1 <i>Konzeptionelle Überlegungen</i>	39
4.2.2 <i>Entwurfsregeln und konstruktive Details</i>	40
4.2.3 <i>Bemessung</i>	50
4.3 Ausgeführte Bauwerke	52
4.3.1 <i>Allgemeines</i>	52
4.3.2 <i>Ausgeführte integrale Brücken in der Schweiz</i>	52
4.3.3 <i>International</i>	62
5 Schlussfolgerungen	65
5.1 Schlussfolgerungen	65
5.2 Forschungsbedarf	66
Literatur	67

Zusammenfassung

Fahrbahnübergänge sind Schwachstellen von Brücken und verursachen, selbst wenn sie konstruktiv sauber ausgebildet werden, einen erhöhten Unterhaltsaufwand. Diese Aussagen treffen in reduziertem Ausmass auch auf Brückenlager zu. Aus diesen Gründen, vor allem aber aufgrund der oftmals unbefriedigenden Langzeiterfahrungen, ist in letzter Zeit vermehrt die Tendenz festzustellen, bei Neubauten wenn möglich auf die Anordnung solcher Elemente zu verzichten resp. sie bei Instandsetzungen durch monolithische Verbindungen zu ersetzen. Das Resultat solcher Überlegungen sind *integrale Brücken*, bei welchen der Überbau vollkommen monolithisch mit dem Unterbau verbunden ist, oder *semi-integrale* Brücken, welche entweder Fahrbahnübergänge oder Lager aufweisen, aber nicht beides.

In der Schweiz gelten für Brücken des Nationalstrassennetzes (mit Kostenbeteiligung des Bundes) die *Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken* [6] des Bundesamtes für Strassen. Ihr Inhalt hat im Wesentlichen informativen Charakter, obwohl verschiedene darin enthaltene Regelungen als Vorschrift formuliert sind. In den relevanten Kapiteln der Richtlinien wurde bereits in der Ausgabe 1990, also vor fast 20 Jahren, gefordert, dass kleinere Brücken oder solche von untergeordneter Bedeutung in der Regel als integrale Bauwerke ausgeführt werden, und je nach Bedeutung und Verkehrsaufkommen sind gemäss diesen Richtlinien integrale Brücken bis zu einer Länge von maximal 30...60 m möglich.

In der Tat wurden auf dieser Basis zahlreiche integrale Brücken erstellt, hauptsächlich Rahmentragwerke, V-Stiel- und Sprengwerkbrücken. Da bezüglich des Vorgehens bei der Bemessung, der Gebrauchstauglichkeit (Übergang zur Fahrbahn) und des Langzeitverhaltens integraler Brücken eine gewisse Unsicherheit besteht, wurde der Anwendungsbereich jedoch oft nicht ausgenützt, und verhältnismässig kurze Brücken wurden mit Fahrbahnübergängen und Lagern ausgebildet. Andererseits wurden in mehreren Kantonen bereits deutlich längere integrale und semi-integrale Brücken erstellt. Auch in anderen Ländern existieren zahlreiche integrale Brücken mit zum Teil wesentlich grösseren Längen. Die vorliegenden Berichte über Erfahrungen mit diesen integralen Brücken sind mehrheitlich positiv. Es scheint daher angebracht, vermehrt integrale Brücken zu erstellen und ihren Anwendungsbereich vorsichtig auf grössere Brückenlängen zu erweitern. Eine Revision der relevanten Kapitel der *Richtlinie für konstruktive Einzelheiten von Brücken* [6] sollte dieser Entwicklung Rechnung tragen.

Wenngleich die Vorteile integraler und semi-integraler Brücken deren Nachteile in vielen Fällen überwiegen, trifft dies natürlich nicht immer zu. Insbesondere bei Hochleistungsstrassen ist vorsichtig abzuwägen, ob die bei langen (semi-)integralen Brücken zu erwartenden Belagsrisse akzeptiert werden können. Da zudem das Verhalten integraler Brücken komplex ist und von etlichen Faktoren beeinflusst wird, die einer grossen Streuung unterliegen, ist der Entscheid für oder gegen eine integrale Ausbildung im konkreten Fall nicht einfach zu treffen, und die Bemessung integraler Brücken ist mit grösseren Unsicherheiten verbunden als bei konventionellen Brücken. Konzeption und Bemessung integraler Brücken stellen daher hohe Anforderungen an die analytischen Fähigkeiten der beteiligten Fachleute und sind in der Regel deutlich aufwändiger als für vergleichbare, konventionelle Brücken.

In vielen Fällen dürften semi-integrale Brücken die optimale Lösung darstellen. Bei geeigneter Ausbildung weisen solche Brücken praktisch alle Vorteile eines integralen Bauwerkes auf, während die Nachteile grösstenteils vermieden werden können. Solche Lösungen sollten bei einer Überarbeitung der Richtlinien [6] explizit behandelt werden.

Ziel des vorliegenden Berichtes ist es, anhand einer Übersicht über den aktuellen Stand der Technik im Bereich der integralen Brücken einen Beitrag zur Verbesserung der Grundlage für die Konzeption integraler Brücken zu leisten und den Bedarf an weiteren Untersuchungen aufzuzeigen.

Résumé

Les joints de dilatation des ponts sont des éléments vulnérables qui même bien conçus peuvent causer un certain surplus de travaux d'entretien. Cette affirmation se prête aussi bien aux appareils d'appuis des ponts. Sur cette base et surtout à cause de l'expérience insatisfaisante du comportement à long terme de ces parties d'ouvrage, on constate actuellement, une tendance à éviter la mise en place de tels équipements pour les nouveaux ouvrages et de les remplacer par des liaisons monolithiques lors de la remise en état des ouvrages existants. Les résultats de ces réflexions conduisent à des ponts entièrement monolithiques de type "intégral" à culée intégrée, soit à des ponts de type "semi-intégral" avec des joints de dilatation ou des appareils d'appuis mais pas les deux équipements en même temps.

En Suisse, les détails constructifs des ponts des routes nationales (financés par la Confédération) sont réglementés par la directive *Détails de construction de ponts* [6] de l'Office Fédérale des Routes. En principe, le contenu de cette directive a un caractère informatif, bien que certaines recommandations aient un caractère obligatoire. Déjà dans l'édition de 1990, c'est à dire il y a presque 20 ans, cette directive exigeait que les ponts courts et moyens et ceux d'importance secondaire soient réalisés avec culées intégrées. Selon cette directive, les ponts à culée intégrée sont faisables jusqu'à une longueur maximale de 30...60 m en fonction de l'importance du pont et du trafic journalier.

En effet, un grand nombre de ponts à culée intégrée ont été construits sur cette base, surtout des ponts cadres et des ponts à béquilles. Cependant, à cause des incertitudes concernant l'approche de dimensionnement et l'aptitude au service à long terme (transition à l'extrémité du pont), le domaine d'application des ponts à culée intégrée n'a pas été souvent exploité et des ponts courts ont été conçus avec des joints de dilatation et des appareils d'appui. D'autre part, des ponts à culée intégrée bien plus longs que 60 m ont été réalisés dans plusieurs cantons. Des ponts à culée intégrée de grande longueur existent également dans plusieurs pays à l'étranger. Les rapports disponibles sur ces ponts sont pour la plupart positifs. Il paraît donc opportun de construire des ponts à culée intégrée plus fréquemment et d'étendre le domaine d'application à des longueurs plus élevées. Une révision de la directive *Détails de construction de ponts* [6] devrait tenir compte de ces développements.

Bien que les avantages des ponts à culée intégrée priment souvent sur les désavantages, cela n'est pas toujours le cas. Notamment pour les routes de haute capacité il est nécessaire d'analyser prudemment si pour des ponts de grande longueur à culée intégrée les fissures probables de l'enrobé dans la zone de transition avec la chaussée peuvent être acceptées. En plus, le comportement des ponts à culée intégrée est influencé par de nombreux paramètres qui sont soumis à une grande variation. La décision d'une solution intégrale n'est pas facile à prendre, et le dimensionnement des ponts à culée intégrée est lié à des incertitudes plus élevées que pour les ponts conventionnels. La conception et le dimensionnement des ponts à culée intégrée exigent aux ingénieurs des capacités conceptuelles bien plus importantes que pour des ponts conventionnels comparables.

En beaucoup de cas les ponts de type "semi-intégral" représentent la solution optimale. S'ils sont proprement conçus, ces ponts possèdent pratiquement tous les avantages du type "intégral" tout en évitant les désavantages éventuels. Ce type de solution devrait être traité explicitement dans la révision de la directive [6].

Le rapport propose d'apporter sur la base d'une revue de l'état actuel de la technique dans le domaine des ponts de type « intégrale » une amélioration des bases de conception et une identification des besoins futures de la recherche dans ce domaine.

Summary

Expansion joints are weak points of bridges and their use leads to the need for maintenance work, even if they have been correctly designed and detailed. Similarly, the use of bridge bearings also leads to ongoing maintenance requirements. For these reasons, and in response to unsatisfactory long-term experiences, there is a strong tendency today to avoid these elements in new construction and to suppress them by monolithic connections in bridge rehabilitation. Integral bridges, where the superstructure is monolithically connected with the substructure, and semi-integral bridges which are provided with either expansion joints or bearings, but not both at the same time, are the result of these considerations.

In Switzerland, the *Guidelines for the Detailing of Bridges* [6] of the Federal Roads Office are applicable to bridges with federal funding. Their content has informative character, although several regulations in it are formulated as rules. In the relevant chapters, as far back as the 1990 edition, these guidelines required that smaller bridges or bridges of minor importance be designed as integral structures. Integral bridges with lengths of up to 30...60 m are possible according to these guidelines, dependent upon the location of the structure and the amount of traffic.

Many integral bridges have been built based on these guidelines, mainly frames of different layout (frames, frame-strut bridges). However, due to the existing uncertainties regarding the dimensioning, the serviceability (transition at bridge end) and the long term behaviour of integral bridges, the full range of application of such structures was not used in many cases, and relatively small bridges were built with expansion joints and bearings.

On the other hand, longer integral and semi-integral bridges have been built in several cantons. There are also numerous integral bridges in other countries, some of them significantly exceeding the maximum length according to Federal Roads Office guidelines. The reported experiences with these bridges are mainly positive. Therefore, it seems appropriate to build more integral bridges in the future and cautiously to extend the range of application to longer bridges. A revision of the *Guidelines for the Detailing of Bridges* [6] should take these developments into account.

Though the advantages of integral and semi-integral bridges outweigh their disadvantages in many cases, this is of course not always true. In particular, when dealing with high capacity roads (motorways), it must be carefully studied whether the cracks in the pavement that are to be expected behind the abutments of longer integral and semi-integral bridges can be tolerated. Furthermore, since the behaviour of integral bridges is complex and depends on several parameters that are subject to relatively wide scatter, the decision of whether or not to adopt an integral design for a specific bridge is not straightforward. In addition, in comparison with conventional bridges, the dimensioning of integral bridges is subject to more uncertainties. Thus, the conceptual design and the dimensioning of integral bridges require good analytical skills of the engineers involved and are usually much more laborious than for similar conventional bridges.

In many cases, semi-integral bridges might be the optimal solution. If detailed properly, such bridges exhibit almost all the advantages of integral structures whilst mainly avoiding or at least strongly reducing the disadvantages. Semi-integral solutions should be explicitly treated in the revision of the guidelines [6].

By giving a survey of the actual state-of-practice in the field of integral bridges, the present report contributes to the improvement of the basis for the conceptual design of integral bridges and identifies where further investigations are needed.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Im Brückenbau ist es heute – ausser bei Rahmenkonstruktionen und kürzeren Brücken – in der Regel noch üblich, den Überbau durch die geeignete Anordnung von Fugen und Lagern für Horizontalkräfte möglichst statisch bestimmt zu lagern. Ziel solcher Massnahmen ist es, Längenänderungen des Brückenüberbaus möglichst zwängungsfrei zuzulassen, womit vermieden werden soll, dass sich im Überbau infolge von Temperaturänderungen, Vorspannung, Kriechen und Schwinden des Betons sowie weiterer Einflüsse unerwünschte, schwierig zu quantifizierende Zwangsschnittkräfte aufbauen.

Vor allem bei Stahlbrücken und vorgespannten Betonbrücken ist eine möglichst zwängungsfreie Lagerung des Überbaus für Horizontalkräfte auch heute noch die Regel; lediglich geringfügige Zwängungen bei schwimmend gelagerten Bauwerken und Rahmenkonstruktionen mit weichen Stützen werden häufig in Kauf genommen. Bei langen Brücken ist ein solches Lagerungs- resp. Dilatationskonzept sicherlich angebracht. Bei kürzeren Brücken ist es hingegen in Anbetracht der unbefriedigenden Langzeiterfahrungen mit Lagern, Dilatationsfugen und Fahrbahnübergängen angezeigt, die unbedachte Planung solcher Elemente kritisch zu hinterfragen, ihre Vor- und Nachteile gegeneinander abzuwägen und wenn möglich auf ihre Anordnung zu verzichten. Das Resultat solcher Überlegungen sind sogenannte *integrale Brücken*, welche vollständig ohne Lager sowie ohne Fugen im Überbau und zwischen Überbau und Widerlagern ausgebildet werden, oder *semi-integrale Brücken*, welche entweder Fahrbahnübergänge oder Lager (ausschliesslich bei den Widerlagern) aufweisen, aber nicht beides.

Integrale und semi-integrale Brücken weisen gegenüber konventionellen Brücken mit Lagern und Dilatationsfugen verschiedene Vorteile auf, welche die mit der Zwangsbeanspruchung einhergehenden Nachteile oft mehr als kompensieren. So sind Fugen und Lager immer potentielle Schwachstellen einer Brücke und müssen regelmässig kontrolliert, unterhalten und in manchen Fällen vorzeitig ersetzt werden. Werden diese Aufgaben vernachlässigt, so ist mit Folgeschäden zu rechnen (Bild 1), welche insbesondere beim Einsatz von Tausalzen (auf der Brücke oder dem untenliegenden Verkehrsträger infolge Sprühnebel) beträchtliche Instandsetzungskosten verursachen können. Durch undichte Fahrbahnübergänge in die Konstruktion eindringendes, chloridverseuchtes Wasser kann auch die Tragsicherheit beeinträchtigen, zum Beispiel bei vorgespannten Betonbrücken, bei welchen die Ankerköpfe oft im Endquerträger unterhalb der Fahrbahnübergänge liegen.

Insbesondere die Elimination von Fahrbahnübergängen kann sich daher vorteilhaft auf die Dauerhaftigkeit und die Unterhaltskosten auswirken. Auch die Erstellungskosten können bei integralen Brücken tiefer ausfallen, da bewegliche Teile (insbesondere Fahrbahnübergänge) entfallen, Widerlager ohne bewegliche Teile nicht begehbar sein müssen und daher entsprechend kleiner ausgebildet werden können. Zudem resultiert in vielen Fällen eine Erhöhung der Systemtragfähigkeit, was im Hinblick auf die Redundanz gegenüber aussergewöhnlichen Einwirkungen – insbesondere Erdbeben – von Bedeutung ist.

Bei der Projektierung einer Brücke sollte also parallel zur Wahl der Typologie und des Werkstoffes immer auch das optimale Lagerungs- und Dilatationskonzept gesucht werden. Als Ergebnis dieser anspruchsvollen Optimierungsaufgabe ergeben sich unterschiedliche Bauwerkstypen, welche in Bild 2 schematisch dargestellt sind:

- (a) *Integrale Brücken*, also Brücken ohne Lager und ohne Fugen im Überbau sowie zwischen Überbau und Widerlagern;
- (b) *Semi-integrale Brücken*, welche entweder Fahrbahnübergänge oder Lager (ausschliesslich bei den Widerlagern) aufweisen, aber nicht beides;
- (c) *Monolithische Brücken*, mit Lagern und Fugen ausschliesslich bei den Widerlagern (schwimmend gelagert oder mit unverschieblicher Lagerung bei einem Widerlager);
- (d) *Semimonolithische Brücken*, welche zusätzlich zu (c) noch Lager über den Stützen aufweisen, oder aber – im Bild nicht dargestellt – monolithisch mit Widerlagern und Stützen verbunden, jedoch mit Querfugen im Überbau versehen sind;
- (e) Vollständig dilatierbare Brücken (Lagerbrücken).



Bild 1 – Beispiele für durchnässte Widerlager infolge undichter Fahrbahnübergänge und dadurch verursachte Folgeschäden (Brücken des Nationalstrassennetzes vor der Instandsetzung).

Die Bezeichnung der verschiedenen Brückentypen gemäss Bild 2 wird in der Praxis unterschiedlich gehandhabt. So werden in der Schweiz praktisch keine Brücken mehr mit Fugen im Überbau ausgeführt, und Brücken gemäss Bild 2 (d) werden daher oft als konventionelle Lagerbrücken bezeichnet. In der Literatur werden verschiedentlich auch Brücken mit Lagern und/oder Fahrbahnübergängen als integrale Bauwerke bezeichnet (beispielsweise schwimmend gelagerte Balkenbrücken gemäss Bild 2 (c), siehe [50]), im Rahmen des vorliegenden Berichtes gilt jedoch ausschliesslich die obige Definition, welche sich an den internationalen Gebrauch anlehnt.

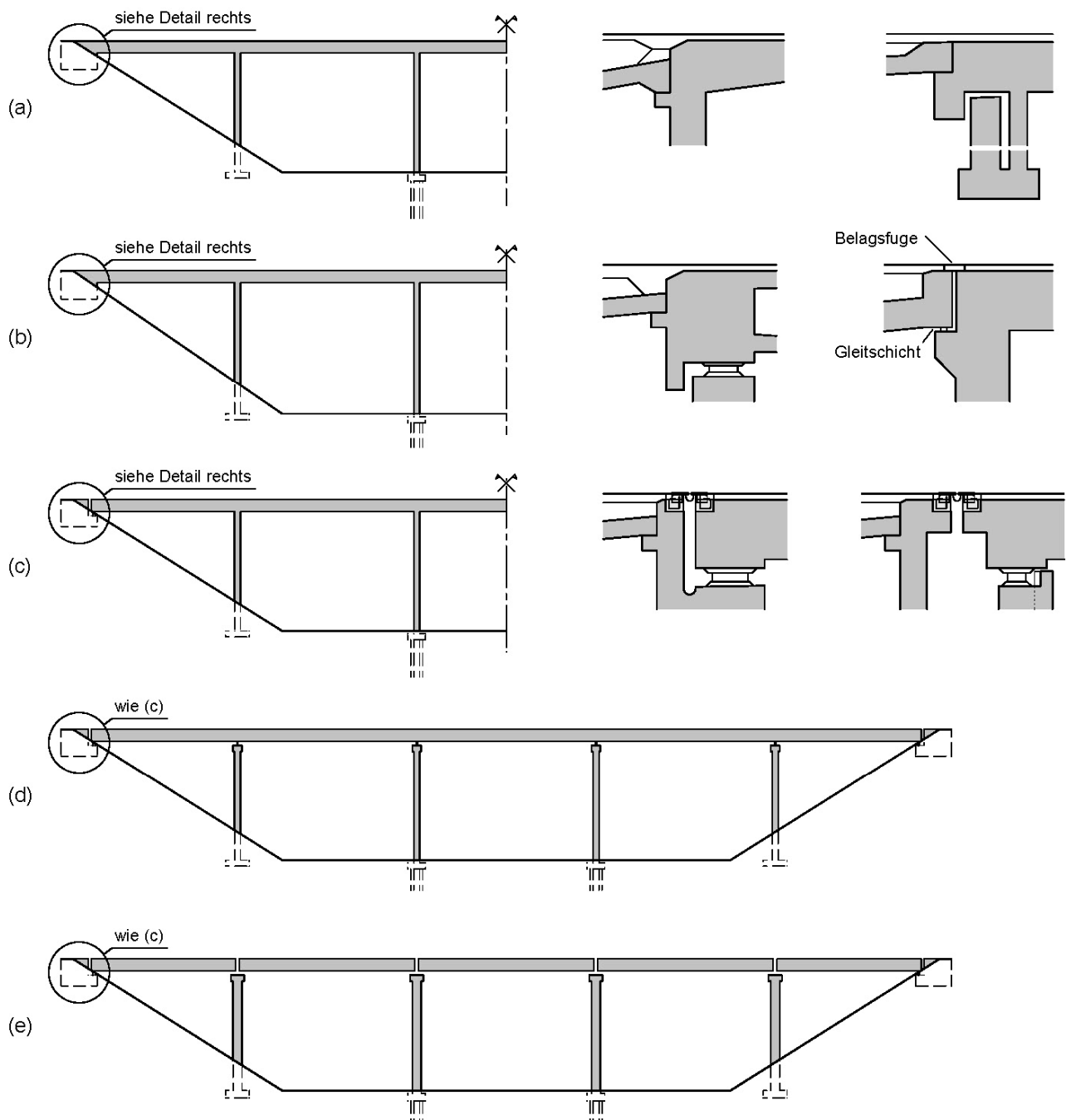


Bild 2 – Schematische Darstellung verschiedener Lagerungskonzepte von Brücken.

Da entsprechende Richtlinien und Erfahrungen weitgehend fehlen, ist die Konzeption grösserer integraler Brücken in der Praxis mit gewissen Unsicherheiten und einem entsprechend grossen Aufwand verbunden. Bei Brücken in vorgespanntem Beton kommt hinzu, dass die statisch bestimmte Lagerung des Überbaus für Horizontalkräfte für manche Ingenieure, sowohl auf der Seite der Projektierung wie der Bauherren, nach wie vor fast unumstösslich ist. Dies hat wohl nicht zuletzt damit zu tun, dass die zwängungsfreie Verkürzung des Bauwerkes von den Pionieren des vorgespannten Betons als unabdingbare Voraussetzung für die Anwendung dieser Bauweise gefordert wurde, zum Beispiel von Fritz Leonhardt [33] als erstes und wichtigstes seiner *zehn Gebote für den Spannbeton-Ingenieur*: „Vorspannen bedeutet Zusammendrücken. Druck entsteht nur dort, wo Verkürzung möglich ist. Sorge dafür, dass sich dein Bauwerk in der Spannrichtung verkürzen kann“. Integrale Brücken verstossen gegen dieses Prinzip, welches auch in zahlreichen modernen Lehrbüchern mit ähnlicher Strenge gefordert wird.

Selbstverständlich ist die Forderung nach möglichst zwängungsfreier Verkürzung in vielen Fällen angebracht, sie ist aber keineswegs zwingend. Werden die resultierenden Zwangsbeanspruchungen bei der Konzeption und bei der Bemessung berücksichtigt, so sind integrale Brücken auch in vorgespanntem Beton möglich, wie verschiedene ausgeführte längere Bauwerke demonstrieren.

1.2 Zielsetzung

Der vorliegende Sachstandsbericht soll eine Übersicht über den aktuellen Stand der Technik im Bereich der integralen und semi-integralen Brücken bieten. Dazu werden nationale und internationale Forschungsarbeiten, Entwurfs- und Bemessungsregeln sowie Erfahrungen mit integralen Brücken zusammengestellt. Gemeinsamkeiten und Besonderheiten des internationalen und des schweizerischen Brückenbaus werden herausgestrichen.

Weiter werden die wesentlichen Einflussgrössen, welche das Trag- und Verformungsverhalten integraler Brücken beeinflussen, zusammengestellt und der Bedarf an weiteren Untersuchungen wird aufgezeigt.

Die Ergebnisse werden so zusammengefasst, dass eine Anwendung auf konkrete Bauvorhaben möglich ist, wobei die Vor- und Nachteile integraler und semi-integraler Brücken möglichst unvoreingenommen dargestellt werden. Auch wenn im Rahmen dieses Berichtes keine weitreichenden theoretischen Untersuchungen durchgeführt werden, so soll damit doch die Grundlage für die Konzeption integraler und semi-integraler Brücken verbessert werden.

1.3 Übersicht

Nach der vorliegenden Einleitung werden in Kapitel 2 die für das Verhalten von integralen Brücken massgebenden Effekte zusammengestellt.

In Kapitel 3 wird aufgrund einer Literaturrecherche der internationale theoretische Wissensstand zusammengestellt und aus der Sicht des Schweizer Autors bewertet. Damit soll der Zugang zu weiterführender Literatur für interessierte Ingenieure aus der Praxis erleichtert und eine Grundlage für weitere Forschungsarbeiten geschaffen werden.

Kapitel 4 gibt eine Übersicht über den Stand der Anwendung integraler Brücken in der Bau Praxis. Nach einer Diskussion der Vor- und Nachteile integraler Brücken wird auf die Konzeption solcher Bauwerke und die zum Teil widersprüchlichen Bemessungsregeln eingegangen. Schliesslich werden in verschiedenen Ländern übliche konstruktive Details erläutert, und der heutige Anwendungsbereich integraler Bauwerke wird erörtert.

Kapitel 5 fasst die wichtigsten Resultate des Berichtes zusammen und weist auf bestehenden Forschungsbedarf hin.

1.4 Abgrenzung

Im Rahmen dieses Sachstandsberichtes werden im Wesentlichen bekannte Tatsachen und Resultate publizierter Forschungsarbeiten zusammengestellt. Vertiefte, spezifisch auf die schweizerische Praxis bezogene Untersuchungen, wie sie erforderlich wären, um konsistente Grundlagen für die Konzeption integraler Brücken zu schaffen und Kriterien für eine optimale Wahl des Lagerungs- und Dilatationskonzeptes definieren zu können, werden nicht angestellt. Solche Untersuchungen wären im Rahmen eines Folgeprojektes durchzuführen, wobei die genaue Zielrichtung ausgehend von den Ergebnissen dieses Berichtes und gegebenenfalls in Zusammenarbeit mit weiteren Forschungsstellen definiert werden müsste. Ein solches Projekt ist bereits in Bearbeitung [38].

Die vorliegenden Untersuchungen betreffen praktisch ausschliesslich Strassenbrücken. Auf spezielle Aspekte von Bahnbrücken – insbesondere bei Brücken mit Schottertrog besteht ein grosses Potential für integrale Bauwerke – wird nur am Rande eingegangen.

Es liegt in der Natur eines Sachstandsberichtes, dass sich das untersuchte Thema während der Bearbeitung weiterentwickelt. Aufgrund der hohen Aktualität des Themas trifft dies auf den vorliegenden Bericht in besonderem Masse zu. Der Bericht kann daher nicht den Anspruch haben, sämtliche bis zu seinem Erscheinen publizierten Arbeiten über integrale Brücken zu erfassen, auch wenn zahlreiche neue Arbeiten laufend in die Bearbeitung eingeflossen sind.

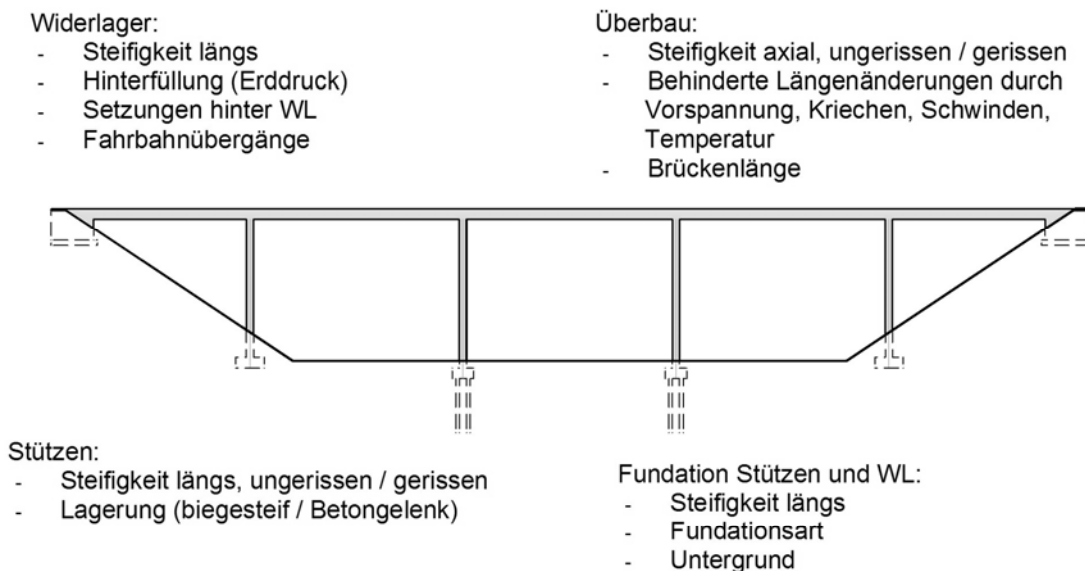
2 Verhalten integraler Brücken

2.1 Allgemeines

Das Verhalten integraler Brücken ist äusserst komplex, da viele verschiedene, gegenseitig abhängige Parameter zu berücksichtigen sind. Die wichtigsten Einflussgrössen sind in Bild 3 (a) für gerade Brücken und in Bild 3 (b) für im Grundriss gekrümmte Brücken schematisch zusammengestellt. Zu beachten ist, dass die Steifigkeit der Widerlager durch eine schiefe Lagerung stark erhöht wird, wodurch das Verhalten massgebend beeinflusst wird.

Die Beherrschung von Zwangsbeanspruchungen spielt beim Entwurf und bei der Bemessung von integralen Brücken eine zentrale Rolle. Temperaturänderungen, Vorspannung,

(a) Längsschnitt



(b) Grundriss

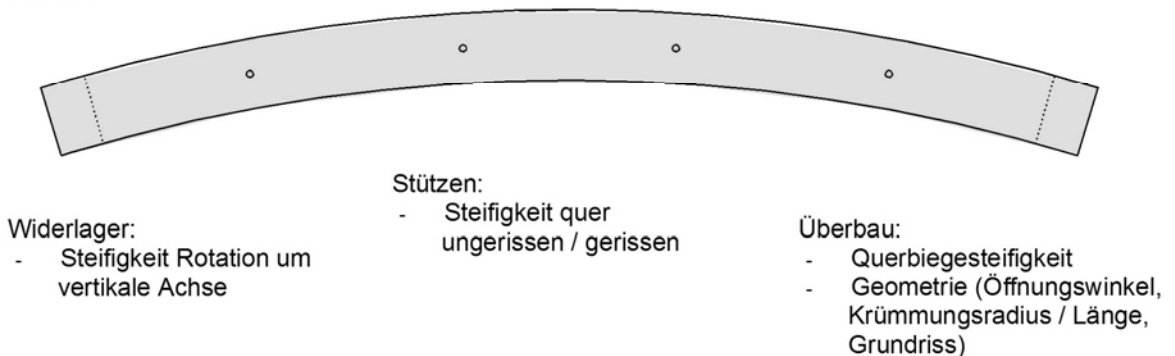


Bild 3 – Einflussgrössen für das Verhalten integraler Brücken (schematisch): (a) gerade Bauwerke; (b) zusätzliche Faktoren für gekrümmte Bauwerke.

Kriechen und Schwinden des Betons verursachen bei für Horizontalkräfte statisch bestimmt gelagerten Überbauten eine Änderung der Überbaugeometrie, ohne dass dabei Schnittkräfte entstehen. Integrale Brücken sind jedoch immer für Horizontalkräfte statisch unbestimmt gelagert, so dass infolge der Behinderung der Verformungen Zwangsschnittkräfte resultieren. In diesem Kapitel werden einzelne grundlegende Aspekte der damit verbundenen Problematik näher untersucht.

2.2 (Behinderte) Verformungen des Überbaus

2.2.1 Temperatur

Temperaturänderungen sind die Hauptursache für (behinderte) Verformungen von Stahlbrücken, machen aber auch bei Beton- und Verbundbrücken einen wesentlichen Anteil der Gesamtverformungen aus. Bei der Tragwerksbemessung sind primär die Zwangsnormalkräfte von Interesse, welche hauptsächlich durch behinderte Verformungen des Überbaus in Brückenlängsrichtung hervorgerufen werden. Diese werden im Folgenden explizit behandelt; auf den Einfluss von Temperaturgradienten wird hier nicht näher eingegangen.

Massgebend für die Verformungen in Brückenlängsrichtung ist die mittlere Temperatur des Brückenüberbaus. Je nach Masse, Oberfläche und Wärmeleitfähigkeit des Überbaus folgt dessen mittlere Temperatur mit einer gewissen Verzögerung und reduzierten Extremwerten dem Verlauf der Umgebungstemperatur. Zusätzlich ist der Einfluss direkter Sonneneinstrahlung zu berücksichtigen. Stahlbrücken erfahren somit aufgrund ihrer verhältnismässig geringen Masse und guten Wärmeleitfähigkeit grössere Temperaturverformungen als die massiveren Betonbrücken. Verbundbrücken liegen zwischen diesen beiden Extremen. Nach aktuellen Normen [40] sind für Stahl-, Verbund- und Betonbrücken gleichmässige Temperaturänderungen von $\pm 30^\circ\text{C}$, $\pm 25^\circ\text{C}$ und $\pm 20^\circ\text{C}$ anzusetzen. Gemäss neueren Untersuchungen [32] liegen diese Werte etwas über den maximal gemessenen Temperaturunterschieden von $\Delta T = 64^\circ\text{C}$ bei Verbundbrücken und $\Delta T = 56^\circ\text{C}$ bei Betonbrücken, sofern der normgemässe Lastfaktor von 1.5 berücksichtigt wird (Bemessung nach [40] für $\Delta T = 1.5 \cdot 2 \cdot 25^\circ\text{C} = 75^\circ\text{C}$ bei Verbundbrücken und $\Delta T = 1.5 \cdot 2 \cdot 20^\circ\text{C} = 60^\circ\text{C}$ bei Betonbrücken).

Die (behinderten) Verformungen des Überbaus infolge Temperaturänderungen ergeben sich aus der Multiplikation der Temperaturdifferenz mit dem Temperatureausdehnungskoeffizienten. Dieser beträgt für Stahl und Beton im Mittel etwa $1.0 \cdot 10^{-5}$, so dass für die genannten Brückentypen Dehnungen von $\pm 300 \cdot 10^{-6}$, $\pm 250 \cdot 10^{-6}$ und $\pm 200 \cdot 10^{-6}$ resultieren. Beachtet werden sollte dabei, dass der Temperatureausdehnungskoeffizient des Betons je nach verwendetem Zuschlagsstoff zwischen $0.6 \cdot 10^{-5}$ und $1.5 \cdot 10^{-5}$ [9] variieren kann, was bei der Bemessung integraler Brücken von Bedeutung sein kann.

Temperaturbedingte (behinderte) Verformungen resultieren auch infolge der beim Erhärten des Betons entstehenden Hydratationswärme. Vor allem dickere Bauteile erwärmen sich während dem Erhärten des Betons stark und verkürzen sich anschliessend beim Abkühlen auf Umgebungstemperatur entsprechend.

Neben der Umgebungstemperatur und der Hydratationswärme kommen grundsätzlich auch andere Ursachen für Temperaturänderungen im Brückenüberbau in Frage. Schlaich et al. [51] berichten zum Beispiel über gemessene mittlere Überbautemperaturen beim Einbringen des heissen Gussasphalts von bis zu 43°C , also Werte, die deutlich über den normalerweise berücksichtigten Kennwerten infolge Umgebungstemperatur liegen.

2.2.2 Vorspannung

Eine Längsvorspannung, wie sie bei Betonbrücken ab einer gewissen Spannweite üblich ist, führt zu einer Verkürzung des Brückenüberbaus. Die Grösse dieser Verkürzung ist im Wesentlichen von der Steifigkeit des Überbaus und somit vom E-Modul des Betons abhängig und kann relativ gut abgeschätzt werden. Für übliche Vorspanngrade, welche zentrische Druckspannungen von etwa 3...7 MPa hervorrufen, resultieren elastische Stauchungen in der Grössenordnung von etwa $-100 \cdot 10^{-6}$... $-250 \cdot 10^{-6}$.

2.2.3 Kriechen und Schwinden des Betons

Ein grosser Teil der Längsverformungen des Überbaus wird durch die Viskosität des Betons verursacht. Dieses zeitabhängige Verhalten wird primär durch die Eigenschaften der Zementmatrix bestimmt. Üblicherweise unterscheidet man dabei zwischen den belastungsunabhängigen Schwinddehnungen und den belastungsabhängigen Kriechverformungen des Betons, welche über die Kriechzahl φ (= Kriechverformung / elastische Verformung) erfasst werden.

Das Kriechen des Betons hat zur Folge, dass die durch die Vorspannung hervorgerufenen Stauchungen des Überbaus im Laufe der Zeit zunehmen. Das Schwinden des Betons führt bei Betonbrücken, und in geringerem Umfang auch bei Verbundbrücken, zu weiteren Verkürzungen des Überbaus.

Eine weitere Folge der viskosen Natur des Betons ist der Abbau von Zwangsbeanspruchungen bei konstanten Dehnungen (Relaxation). Schwinden, Kriechen und Relaxation haben im

Parameter	Einfluss auf die Schwinddehnungen	Einfluss auf die Kriechzahl
Bauteilabmessung (mittlere Bauteilstärke resp. spezifische Oberfläche)	wesentlich schnellerer Verlauf bei dünnen Bauteilen	etwas schnellerer Verlauf bei dünnen Bauteilen
Relative Luftfeuchtigkeit	kleinere Werte bei grösserer Luftfeuchtigkeit	
Betonalter / Hydratationsgrad bei Belastung (t_0) resp. bei Austrocknungsbeginn (t_s)	ohne Einfluss auf Endwert und Verlauf ab Austrocknungsbeginn	grössere Verformungen bei früher Belastung
Zementart	kleinere Werte für langsam erhärtenden Zement	grössere Werte für langsam erhärtenden Zement, nur bei früher Belastung signifikant
Temperatur	etwas schnellerer Verlauf und grössere Werte bei höheren Temperaturen	tiefere Temperaturen entsprechen einem früheren Belastungszeitpunkt
Betondruckfestigkeit (W/Z-Wert, Zementart)	kleinere Werte für höhere Betonfestigkeit	
Belastungsniveau	kein Einfluss	grössere Werte bei hoher Druckbeanspruchung

Tabelle 1 – Einflüsse auf das Schwinden und Kriechen des Betons.

Grunde genommen die gleiche Ursache und treten in der Regel gleichzeitig auf. Der Einfachheit halber werden die drei Phänomene üblicherweise getrennt betrachtet, wobei empirische, an Versuchsdaten kalibrierte Modelle zur Anwendung gelangen. Nachfolgend werden das Schwinden und Kriechen des Betons bei unbehinderten Verformungen behandelt. Auf den Einfluss der Relaxation bei behinderten Längsverformungen wird in Kapitel 2.2.5 eingegangen.

Schwinden und Kriechen des Betons werden durch verschiedene Parameter beeinflusst, welche in der Regel nicht unabhängig voneinander sind. Die wichtigsten Einflussgrößen sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Bild 4 illustriert den zeitlichen Verlauf des Kriechens und Schwindens sowie den Einfluss des Zeitpunktes des Austrocknungsbeginns t_s resp. des Belastungsbeginns t_0 auf die Grösse der Schwinddehnungen und der Kriechzahl.

Das Schwinden des Betons setzt sich aus verschiedenen Anteilen zusammen: kapillares Frühschwinden, autogenes Schwinden, Austrocknungsschwinden und Karbonatisierungsschwinden. Der Hauptanteil der Schwinddehnungen wird für normale Betone durch das Austrocknungsschwinden verursacht. Von praktischer Bedeutung ist primär die Summe der

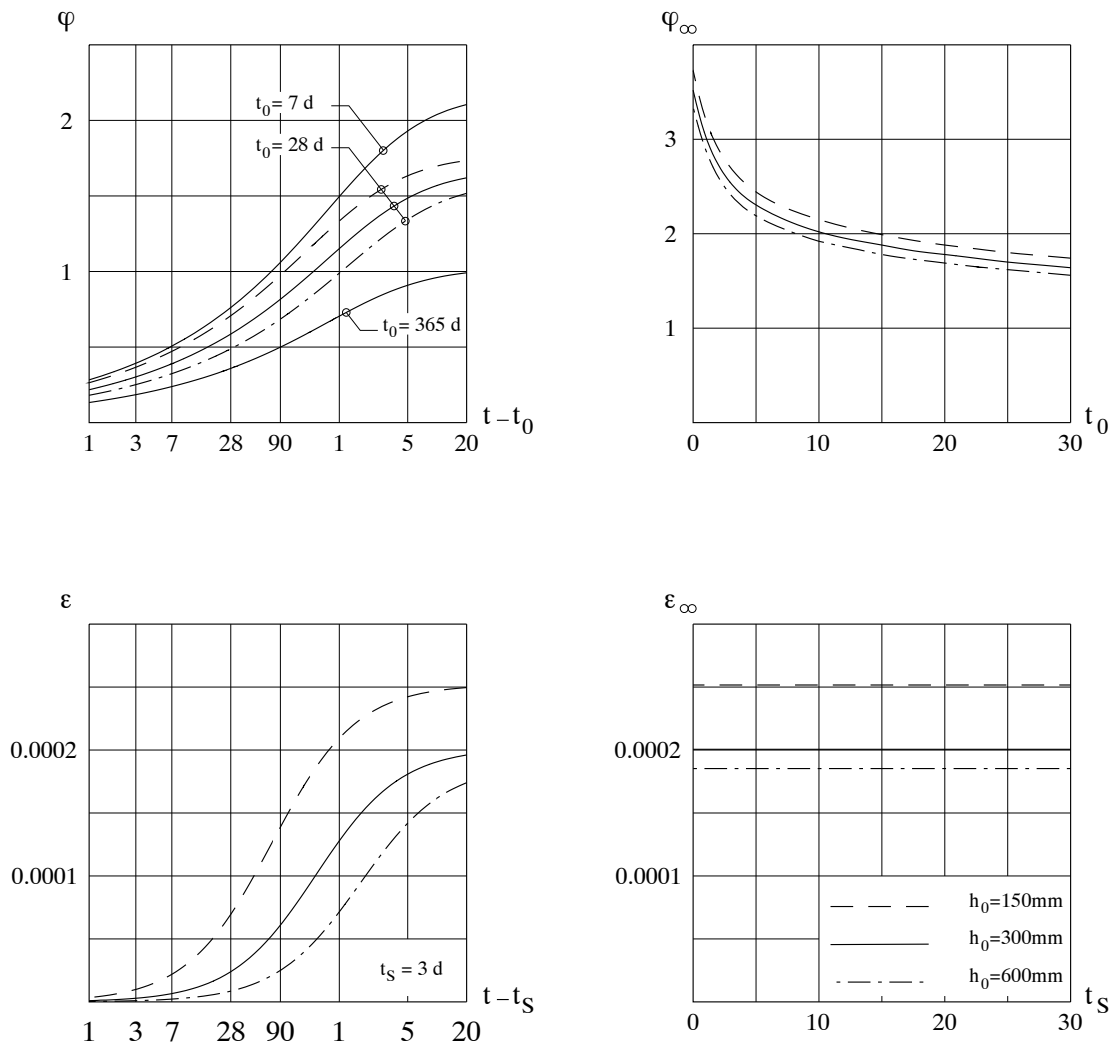


Bild 4 – Zeitlicher Verlauf von Kriechen (oben) und Schwinden (unten); Einfluss des Belastungs- und Austrocknungsbeginns t_0 , t_s nach [9], [41]. Anmerkung: Diagramme in [41] ergeben für dicke Elemente irrtümlich einen schnelleren Verlauf als gemäss obiger Darstellung.

Schwinddehnungen aus den verschiedenen Anteilen, während die Aufteilung und der zeitliche Verlauf der einzelnen Komponenten in der Regel unwesentlich sind. Erwähnt werden muss aber, dass für hochfeste Betone mit sehr tiefen Wasserzementwerten die Schwindverformungen entgegen dem in Tabelle 1 beschriebenen Sachverhalt wieder zunehmen können, da der Anteil des autogenen Schwindens für solche Betone überwiegt. Dieses läuft übrigens wesentlich schneller ab als das Austrocknungsschwinden.

In Tabelle 2 sind rechnerische Kriechzahlen und Schwinddehnungen nach [41] für übliche Verhältnisse und für eine Zeitdauer von 50 Jahren zusammengestellt. Gemäss [9], [19] liegen die 5%-Fraktile (obere und untere charakteristische Werte) des Kriechbeiwertes bei $\pm 34\%$ des Mittelwertes, diejenigen des Schwindmasses sogar bei $\pm 58\%$, entsprechend einer Standardabweichung von 20% resp. 35%. Für kurzzeitige Vorhersagen (Zeitverlauf des Kriechens und Schwindens) sind noch grössere Streuungen zu erwarten. Ausserdem hat die Art und Dauer der Nachbehandlung (Abdecken, Feuchthalten), welche üblicherweise rechnerisch gar nicht erfasst wird, einen ganz wesentlichen Einfluss auf das Kriechen und noch ausgeprägter auf das Schwinden des Betons. Die doch recht komplizierten Formeln zur Berechnung des Kriechens und Schwindens in den verschiedenen Normbestimmungen ([9], [19]) sollten daher nicht darüber hinwegtäuschen, dass das viskose Verhalten des Betons relativ grossen Streuungen unterliegt und nicht exakt berechnet, sondern lediglich angenähert werden kann. Zumindest für eine erste Abschätzung sind die in Tabelle 2 angegebenen Werte meist ausreichend.

2.2.4 Überlagerung der verschiedenen Verformungen

Wie aus den vorangehenden Erläuterungen hervorgeht, setzen sich die (behinderten) Verformungen des Überbaus aus dem zyklischen Anteil infolge Temperatur und der Verkürzung infolge Vorspannung und Langzeitverformungen des Betons zusammen. In Tabelle 3 sind übliche Werte der Verkürzungen für einen vorgespannten Betonüberbau zusammengestellt, wobei eine Umgebungstemperatur von 20°C beim Betonieren resp. 10°C beim Fugenschluss angenommen wurde. Neben den Maximalwerten sind auch die Anteile der einzelnen Verformungsanteile angegeben, welche als behinderte Verformungen zu berücksichtigen sind, wenn nach dem Betonieren während einer bestimmten Dauer eine zwängungsfreie Verkürzung des Überbaus möglich ist, die Verformungen also erst ab diesem Zeitpunkt behindert werden.

Mittlere Bauteildicke [mm]		150	300	600
Schwinddehnung [10^{-6}]		250	200	180
Kriechzahl φ [–] (t_0 = Betonalter bei Belastungsbeginn)	$t_0 = 1$ d	3.3	3.1	2.9
	$t_0 = 7$ d	2.3	2.1	2.0
	$t_0 = 28$ d	1.8	1.7	1.6
	$t_0 = 90$ d	1.4	1.3	1.3
	$t_0 = 365$ d	1.1	1.0	1.0

Tabelle 2 – Grössenordnung der Kriechzahlen und Schwindmasse nach [41] für übliche Verhältnisse (Aussenraum, Werte nach 50 Jahren, Normalbeton).

Man erkennt, dass die für die Grösse der Zwangsbeanspruchung relevanten, behinderten Verformungen auf etwa die Hälfte reduziert werden können, wenn eine zwängungsfreie Verkürzung des Überbaus während der ersten beiden Monate nach der Erstellung zugelassen wird. Um die Zwangsbeanspruchungen gegenüber diesem Wert noch weiter signifikant zu reduzieren, müssten dagegen zwängungsfreie Verkürzungen während einer sehr langen, in der Praxis kaum realisierbaren Dauer zugelassen werden. Relativiert wird der Einfluss der Dauer einer zwängungsfreien Verkürzung des Überbaus durch den im nächsten Abschnitt beschriebenen Abbau von Zwangsbeanspruchungen infolge Relaxation des Betons.

2.2.5 Abbau von Zwangsbeanspruchungen

Wie bereits angetönt, werden Zwangsbeanspruchungen bei konstanten Dehnungen durch das viskose Verhalten des Betons abgebaut. Dieses als Relaxation bekannte Verhalten ist recht schwierig zu modellieren, da sowohl die kriecherzeugenden Spannungen als auch das Kriechvermögen des Betons in Funktion der Zeit veränderlich sind [3], [14], [54].

In der Praxis ist es in Anbetracht der vorhandenen Unsicherheiten bei der Berechnung der Kriechfunktion angezeigt, das Relaxationsverhalten durch verhältnismässig einfache Ansätze anzunähern. Gut geeignet ist hierfür das Verfahren von Trost [54], welches das reduzierte Kriechvermögen des Betons bei später auftretenden Spannungsstufen unter Voraussetzung eines bestimmten Spannungsverlaufs durch einen konstanten Relaxationsfaktor μ erfasst. Es lässt sich zeigen, dass die Grösse des Relaxationsfaktors bei plötzlich eintretender Zwängung gleich wie für Zwängung mit einem zum Kriechen affinen Zeitverlauf ist [21].

Bei der Anwendung des Verfahrens von Trost unterscheidet man grundsätzlich zwischen plötzlichen und zeitabhängigen Zwängungen. Erstere wirken ab einem bestimmten Zeitpunkt mit konstantem Wert, letztere nehmen im Laufe der Zeit bis auf einen bestimmten Endwert zu. Für diese beiden Fälle resultieren folgende Ausdrücke für die Zwangsschnittkräfte zum Zeitpunkt $t = \infty$:

Ursache		Zwängungsfreie Verkürzung während ... Tagen zugelassen (Betonalter bei Fugenschluss)			
		0 d	60 d	180 d	365 d
Temperatur ($10^{\circ}\text{C} \pm 20^{\circ}\text{C}$)	$[10^{-6}]$	-300 ⁽¹⁾	-200 ⁽¹⁾	-200 ⁽¹⁾	-200 ⁽¹⁾
Hydratationswärme	$[10^{-6}]$	-100	0	0	0
Vorspannung (elast. Anteil)	$[10^{-6}]$	-150	0	0	0
Kriechen	$[10^{-6}]$	-280	-195	-125	-105
Schwinden	$[10^{-6}]$	-200	-160	-105	-70
Total	$[10^{-6}]$	-1030	-555	-430	-375

Tabelle 3 – Wirksame Überbauverkürzungen, typische Werte für vorgespannten Betonüberbau, Einfluss des unterschiedlichem Betonalters beim Fugenschluss
⁽¹⁾ Temperatur beim Betonieren (Alter = 0 d) 20°C , bei Fugenschluss 10°C .

$$X_{t=\infty} = X_{el} \cdot \left(1 - \frac{\varphi}{1 + \mu\varphi}\right)$$

für plötzliche Zwängungen, mit

X_{el} = mit dem Maximalwert der Zwängung ($t = 0$) elastisch berechnete Zwangsschnittkraft

$$X_{t=\infty} = X_{t=\infty,el} \cdot \frac{1}{1 + \mu\varphi}$$

für zeitabhängige Zwängungen, mit

$X_{t=\infty,el}$ = mit dem Maximalwert der Zwängung ($t = \infty$) elastisch berechnete Zwangsschnittkraft

Für normale Verhältnisse beträgt der Relaxationsfaktor etwa $\mu = 0.85$ [54]. Für übliche Werte der Kriechzahl φ lassen sich aus obigen Gleichungen folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Schnittkräfte, welche durch plötzliche Zwängungen verursacht werden, werden auf etwa 20-25% ihres Anfangswertes abgebaut;
- Schnittkräfte, welche durch zeitabhängige Zwängungen verursacht werden, erreichen nur etwa 35-40% des für elastisches Verhalten errechneten Endwertes.

So resultieren beispielsweise für den Fall einer vollständig behinderten Längsverkürzung mit den gleichen Parametern, welche für die Berechnung der Werte von Tabelle 3 verwendet wurden, zum Zeitpunkt $t = \infty$ Zwangsschnittkräfte von 540, 380, 340 und 315 [$10^{-6} \cdot E_c \cdot A_c$], mit E_c = Elastizitätsmodul für kurzzeitige Beanspruchung. Die Reduktion gegenüber den ohne Einfluss der Relaxation ermittelten Werten (1030, 555, 430 und 375 [$10^{-6} \cdot E_c \cdot A_c$] gemäss Tabelle 3) nimmt dabei mit zunehmender Dauer der zwängungsfreien Verkürzungsmöglichkeit infolge des kleineren Relaxationsvermögens des älteren Betons ab.

Es lässt sich zeigen, dass in Systemen mit durchwegs gleichen Kriecheigenschaften keine Schnittkraftumlagerungen infolge Kriechen stattfinden. So nimmt zum Beispiel die Betonstauchung infolge Vorspannung durch das Kriechen mit der Zeit zu, die daraus resultierende Zwangsnormalkraft bleibt aber wegen der Relaxation konstant.

Da sie verhältnismässig kurzfristig wirken, werden Zwangsschnittkräfte infolge saisonaler Temperaturschwankungen durch das viskose Verhalten des Betons nur zu einem kleinen Teil abgebaut (mit zunehmendem Betonalter immer weniger), Zwangsbeanspruchungen infolge Temperaturschwankungen im Tagesverlauf noch weniger.

2.3 Boden-Bauwerks-Interaktion

2.3.1 Allgemeines

Das Verhalten integraler Brücken wird massgeblich vom Verhältnis der axialen Steifigkeit des Überbaus zur Steifigkeit des Unterbaus (Widerlager und Stützen inkl. Foundation) in Brückenlängsrichtung beeinflusst. Bild 5 illustriert dies anhand eines einfachen Federmodells.

Für übliche Verhältnisse ist die Steifigkeit des Unterbaus im Verhältnis zu derjenigen des Überbaus gering, und die Verformungen des Überbaus (Kapitel 2.2) können sich zu einem grossen Teil einstellen. Dies hat zur Folge, dass die Zwangsnormalkräfte gegenüber der Annahme einer vollständigen Dehnungsbehinderung stark reduziert werden. Andererseits

ergeben sich aber entsprechende Verschiebungen des Unterbaus, welche bei den Widerlagern (Übergang zur Fahrbahn) aufgenommen werden müssen.

Nur in seltenen Fällen ist der Unterbau so steif, dass sich praktisch keine Verformungen einstellen. Bei vollständiger Behinderung der Überbauverkürzungen würden gewaltige Zwangsschnittkräfte entstehen, selbst wenn deren Abbau durch das viskose Verhalten des Betons berücksichtigt wird. So resultieren beispielsweise für einen üblichen Überbau einer Strassenbrücke mit einer Querschnittsfläche von etwa 5 m^2 Zwangsnormalkräfte in der Grössenordnung von rund 100 MN . Zwar reisst der Querschnitt selbst bei einer sehr hohen Vorspannung bei maximal etwa 50% dieser Normalkraft, aber auch die entsprechend kleineren Rissnormalkräfte sind von einer Grössenordnung, die von den Widerlagern und den Stützen nur in Ausnahmefällen aufgenommen werden kann (zum Beispiel bei einer monolithischen Einspannung in einem Tunnelportal).

Engelsmann [15], [16] kommt aufgrund einer Parameterstudie zum Schluss, dass die Zwangsnormalkräfte für übliche Verhältnisse selten mehr als etwa $10\text{-}20\%$ der Kräfte bei voller Verformungsbehinderung betragen. Den oberen Grenzwert errechnet er dabei aus dem für verschiedene Randfeld-Spannweiten resultierenden Verschiebungswiderstand (Reibung) der Widerlager. Mit geeigneten konstruktiven Massnahmen können die Zwangsnormalkräfte noch weiter reduziert werden.

Nachfolgend wird die Interaktion der Widerlager mit der Hinterfüllung eingehend erläutert, und es werden einige Aspekte von Tiefgründungen besprochen. Angaben zur Steifigkeit der Widerlager selber und der Stützen finden sich in Kapitel 2.4.

2.3.2 Erddrücke bei zyklischer Beanspruchung

Widerlager integraler Brücken erfahren infolge der Temperaturverformungen des Überbaus eine zyklische Beanspruchung. Dadurch resultiert eine Nachverdichtung der Hinterfüllung der Widerlager, womit einerseits eine Erhöhung der Erddrücke (während der Bewegungen gegen das Erdreich) und andererseits Setzungen hinter den Widerlagern (während der vom Erdreich weggerichteten Bewegungen) verbunden sind.

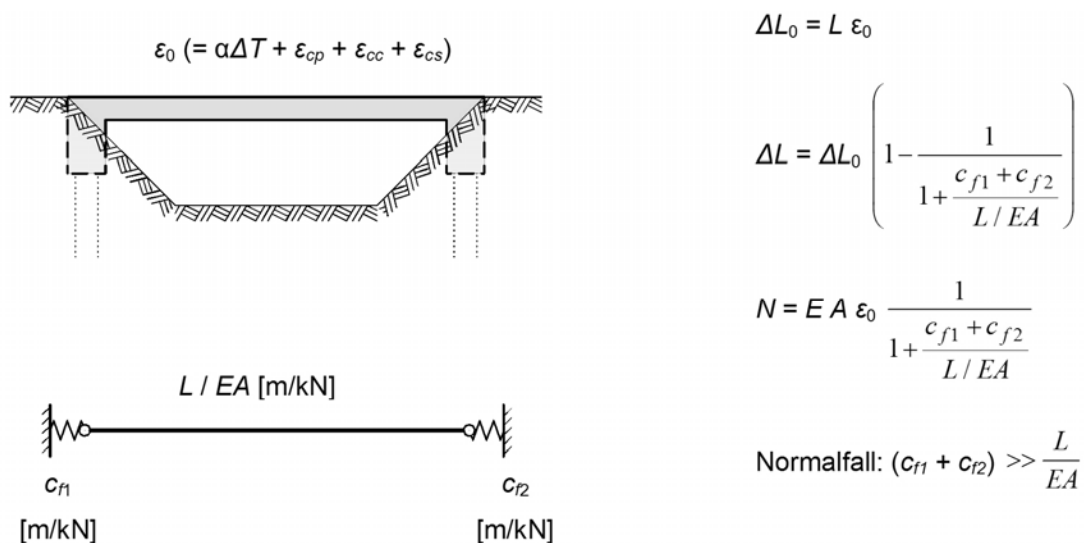


Bild 5 – Federmodell zur Erfassung des Einflusses der Steifigkeiten von Über- und Unterbau (schematisch).

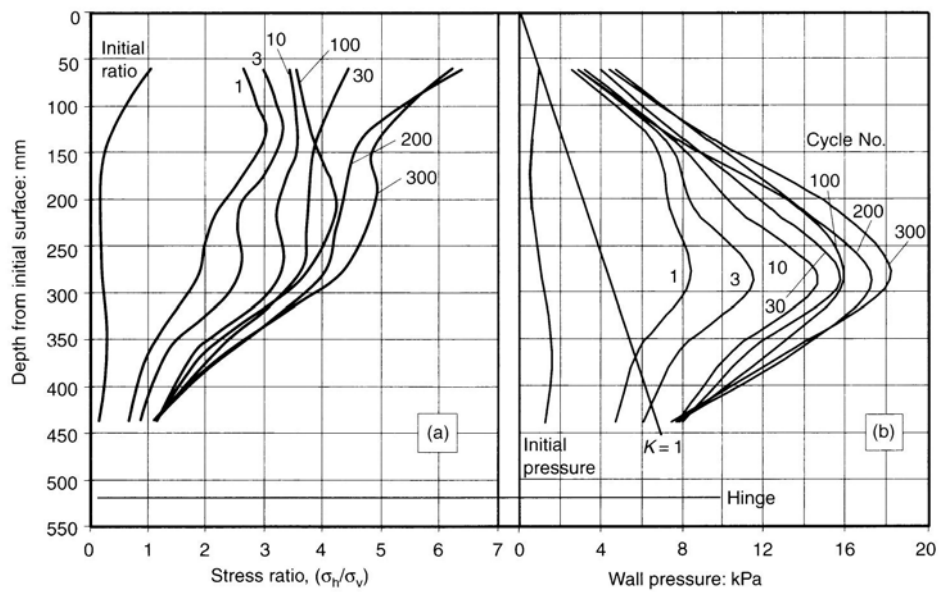


Bild 6 – Horizontale Erddrücke in Modellversuch an Widerlagerwänden im Massstab 1:12, Rotation um Fusspunkt $\pm 1.3\text{‰}$ (Brückenlänge 60 m) [17].

Dieses Verhalten wurde von England et al. [17] analytisch und experimentell untersucht. In Versuchen an Modellen im Massstab 1:12 wurden mit Sand hinterfüllte, 520 mm hohe Widerlagerwände um den Fusspunkt hin- und herrotiert. Bild 6 zeigt die in einem solchen Modellversuch gemessenen horizontalen Erddrücke bei der Bewegung gegen die Hinterfüllung. Man erkennt, dass diese im Verlaufe des Versuches kontinuierlich zunehmen und Werte erreichen, die einem Mehrfachen des Ruhedruckes entsprechen. In Bild 7 sind die im gleichen Versuch hinter dem Widerlager gemessenen Setzungen aufgezeichnet, welche offensichtlich ebenfalls laufend zunehmen.

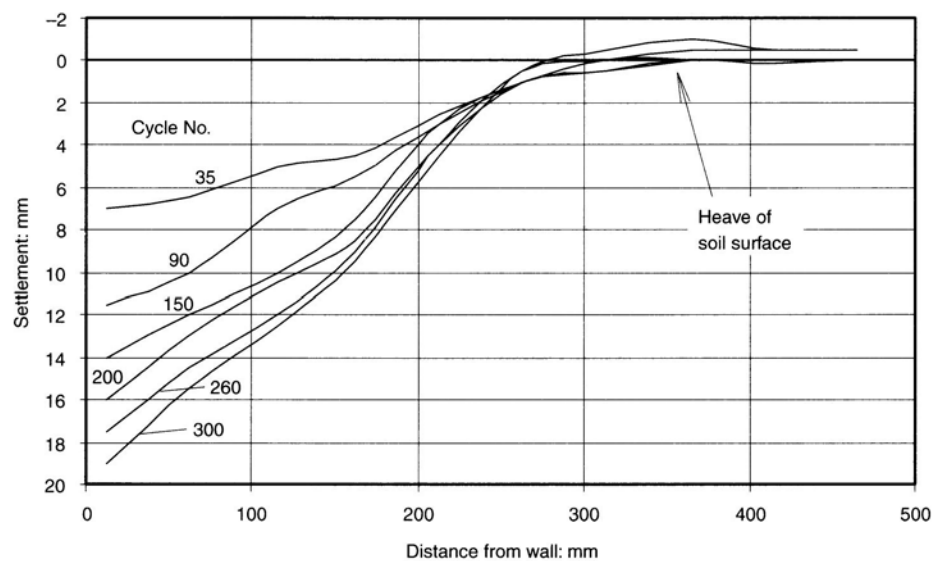


Bild 7 – Setzungen hinter Widerlagerwänden in Modellversuch im Massstab 1:12, Rotation um Fusspunkt $\pm 1.3\text{‰}$ (Brückenlänge 60 m) [17].

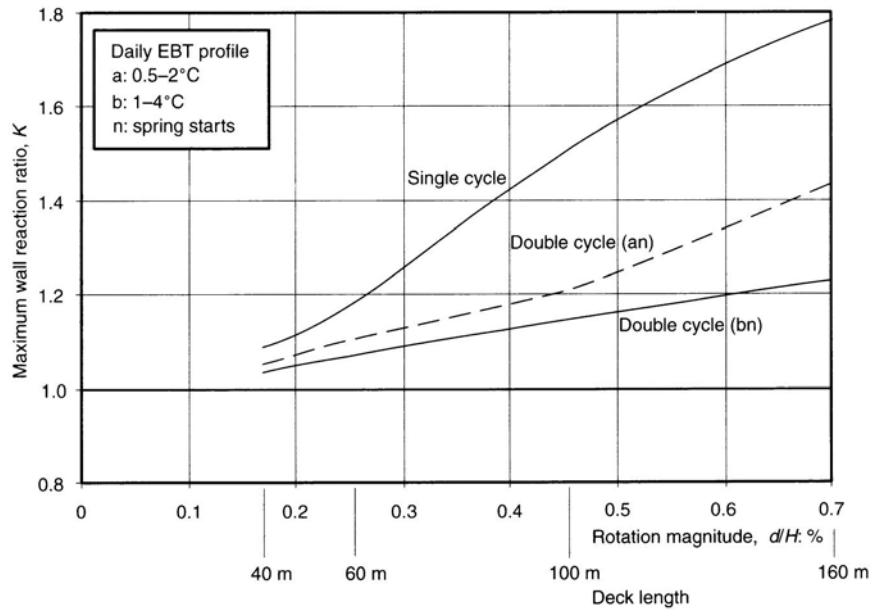


Bild 8 – Berechnete horizontale Erddrücke in Funktion der Rotation der Widerlagerwand resp. der Brückenlänge [17].

Während das Verhalten der Wände durch die Modellversuche grundsätzlich richtig wiedergegeben wird, lassen sich die Zahlenwerte nicht direkt auf reale Widerlager übertragen, da sich der für die Hinterfüllung verwendete Sand infolge der niedrigen Vertikalspannungen wesentlich steifer verhält als Hinterfüllungen von Bauwerken wirklicher Größe. Die Versuche wurden daher zur Kalibrierung eines wirklichkeitsnahen mechanischen Modells verwendet, mit dem Vergleichsrechnungen für Bauwerke realistischer Größe angestellt wurden [17].

In Bild 8 und Bild 9 sind die Resultate solcher Berechnungen für verschiedene Brückenlängen aufgezeichnet. Dabei wurden die Überbauverschiebungen mit einem Temperatureausdehnungskoeffizienten von $1.2 \cdot 10^{-5}$ berechnet und durch eine angenommene Widerlager-

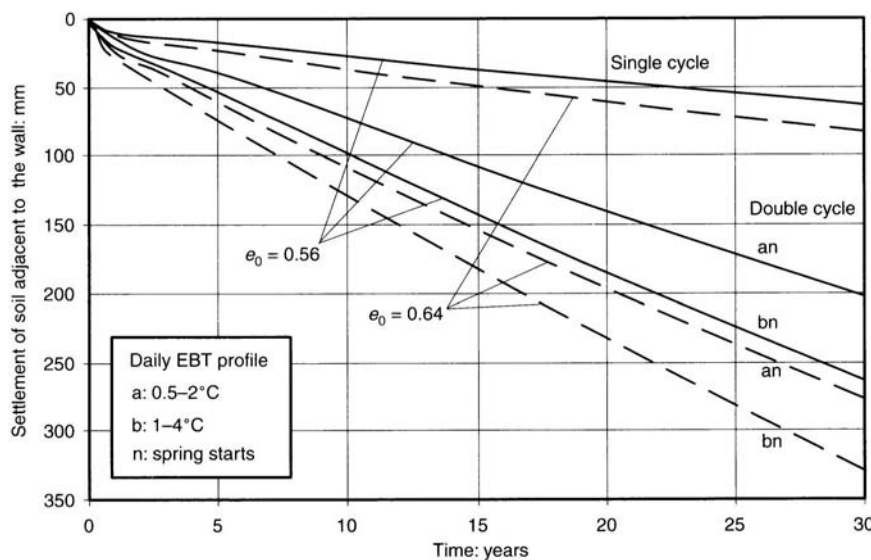


Bild 9 – Berechneter Zeitverlauf der Setzungen unmittelbar hinter einer Widerlagerwand, Rotation um Fusspunkt $\pm 2.1\%$ (Brückenlänge 100 m) [17].

höhe von rund 6.5 Metern dividiert, um den äquivalenten Rotationswinkel der Widerlagerwände zu erhalten. In den Berechnungen wurden einerseits nur jahreszeitliche Temperaturschwankungen von $\pm 25^\circ\text{C}$ untersucht (Kurve „Single cycle“), andererseits auch deren Überlagerung mit verschiedenen starken Schwankungen im Tagesverlauf (Kurven „Double cycle“). Als Mass für den mobilisierten Erddruck wird der über die Wandhöhe gemittelte Erddruckbeiwert K verwendet, welcher als Verhältnis der gesamten mobilisierten Erddruckkraft zum über die Wandhöhe integrierten „hydrostatischen“ Erddruck (mit $K = 1$) definiert wird.

Wie Bild 8 illustriert, liefert das analytische Modell wesentlich kleinere horizontale Erddrücke als der Modellversuch, und die Erddrücke fallen bei Berücksichtigung von Temperaturschwankungen im Tagesverlauf nochmals etwas geringer aus. Die rechnerischen Erddrücke liegen aber immer noch etwa 20% über dem hydrostatischen Druck, entsprechen also im Mittel etwa dem dreifachen Erdruhedruck. Aus Bild 9 ist ersichtlich, dass die Setzungen durch die Überlagerung der Tagesschwankungen tendenziell vergrössert werden.

Vor längerer Zeit hat Vogt [55] grossmassstäbliche Modellversuche (Wandhöhe im Versuch bis 9 Meter) an zyklisch beanspruchten Schleusenwänden durchgeführt und folgende Näherungsformeln für den Erddruck in Funktion der Tiefe z und der Verschiebung gegen das Erdreich Δ_h aufgestellt [20]:

$$K_{h,max} = \frac{K_0 \cdot \alpha_p + K_{ph} \cdot \Delta_h / z}{\alpha_p + \Delta_h / z}$$

für Verschiebungen gegen das Erdreich, mit

$\alpha_p = 0.01$ bis 0.1 für dichte bis lockere Lagerung

$$K_{h,min} = \frac{K_0 \cdot \alpha_a + K_{ah} \cdot \Delta_h / z}{\alpha_a + \Delta_h / z}$$

bei vom Erdreich weggerichteter Verschiebung, mit

$\alpha_a = 0.001$ bis 0.01 für dichte bis lockere Lagerung

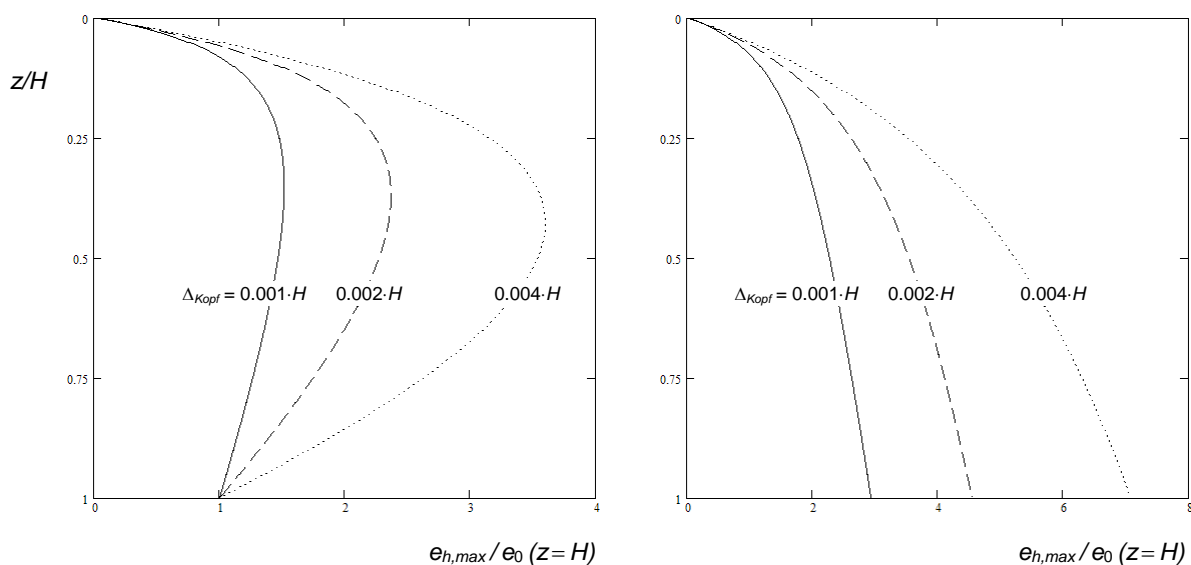


Bild 10 – Verteilung des maximalen Erddruckes bei Verschiebung gegen das Erdreich nach Vogt [20], [54]; (a) Rotation um den Fusspunkt, (b) Horizontalverschiebung einer starren Wand.

Dabei werden mit K_0 , K_{ah} und K_{ph} die üblichen Erddruckbeiwerte (Ruhedruck, aktiver und passiver horizontaler Erddruck) bezeichnet. Für künstlich eingebrachte, fachmännisch verdichtete Hinterfüllungen kann grundsätzlich von einer dichten Lagerung ausgegangen werden, nach [20] wäre somit $\alpha_p = 0.01$ einzusetzen. Die beste Übereinstimmung fand Vogt in den Versuchen mit verdichteter Hinterfüllung jedoch für $\alpha_p = 0.03$.

Bemerkenswert ist, dass Vogt in seinen Versuchen keine signifikanten Unterschiede zwischen dem maximalen Erddruck bei monotoner und zyklischer Beanspruchung feststellte. Dies dürfte damit zu tun haben, dass in diesen Versuchen die Verschiebungen kontinuierlich gesteigert wurden (jeweils nur 20-50 Zyklen mit gleicher Verschiebung), während in den Versuchen von England et al. [17] alle Zyklen, von Anfang an, mit der maximalen Verschiebung gefahren wurden.

In Bild 10 sind die mit den Beziehungen nach [20] ermittelten maximalen Erddrücke für gegen das Erdreich gerichtete Verschiebungen über die Wandhöhe dargestellt ($\alpha_p = 0.01$). Der Verlauf stimmt für den Fall einer Verdrehung um den Fusspunkt (a) recht gut mit den in den Versuchen von England et al. [17] gemessenen Erddruckverteilungen (Bild 6) überein. Für eine reine Horizontalverschiebung eines starren Widerlagers (b) resultieren im Vergleich mit der Rotation um den Fusspunkt erwartungsgemäss wesentlich grössere Erddrücke.

In Bild 11 sind die über die Wandhöhe aufsummierten Erddruckkräfte in Funktion der Rotation um den Fusspunkt für verschiedene Werte von α_p dargestellt, wobei zum Vergleich auch die Werte eingetragen sind, die sich aus den Modellrechnungen von England et al. [17] ergeben. Man erkennt, dass die Beziehungen von Vogt [20] für $\alpha_p = 0.02$ gut mit den Modellrechnungen von England ohne Schwankungen im Tagesverlauf übereinstimmen. Werden solche Schwankungen berücksichtigt, so ist die Übereinstimmung mit $\alpha_p = 0.03$ eher besser.

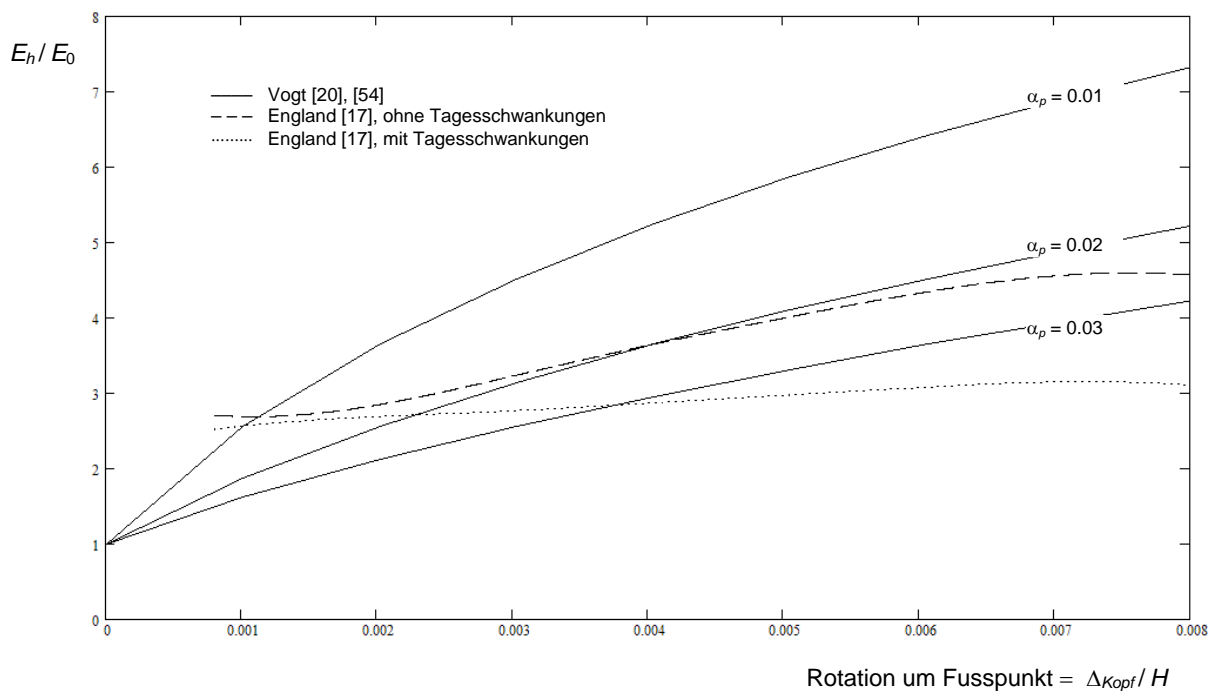


Bild 11 – Berechnete horizontale Erddrücke in Funktion der Rotation der Widerlagerwand nach verschiedenen Ansätzen [17], [20], [54].

Für die praktische Anwendung sind grundsätzlich die einfachen Beziehungen von Vogt gut geeignet, wobei aufgrund der vorliegenden Untersuchungen ein Wert von $\alpha_p = 0.02 \dots 0.03$ verwendet werden kann. Für die Ermittlung der Zwangsnormalkräfte im Überbau wird primär die Steifigkeit des gesamten Widerlagers benötigt. Diese kann in erster Näherung, entsprechend einer Linearisierung der Kurven in Bild 11, mit einer konstanten Federsteifigkeit simuliert werden, welche (ausgehend von einer dem Erdrudruck entsprechenden Kraft bei fehlender Verschiebung) bei der maximal zu erwartenden Verschiebung gegen das Erdreich eine Reaktion gemäss Bild 11 liefert.

Die auf dieser Grundlage ermittelten Erddrücke sind im Vergleich zur Schweizer Bemessungspraxis verhältnismässig gross. Selbst für relativ kurze Brücken mit hohen Widerlagern resultieren Erddrücke im Bereich von bis zu 50% des Erdwiderstandes. Die zyklischen Bewegungen haben jedoch sicherlich eine verdichtende Wirkung auf die Hinterfüllung, wodurch der Erddruck vergrössert wird. Tatsächlich gibt es in verschiedenen Ländern, darunter Finnland [27], Bemessungsvorschriften, gemäss welchen die Widerlager bereits bei kleinen Verschiebungen (Rotation von 2 Promille um Fusspunkt bei gut verdichteter Hinterfüllung) für den vollen passiven Erddruck zu bemessen sind.

Etwas kleinere Erddrücke sind gemäss den in England gültigen Richtlinien [11] anzusetzen. Die entsprechenden Beziehungen und die Erddruckverteilung über die Widerlagerhöhe sind in Bild 13 angegeben. Für längere Brücken mit entsprechend grossen horizontalen Verschiebungen erreicht der Maximalwert des anzusetzenden Erddrucks aber auch hier noch etwa die Hälfte des passiven Erddrucks. In den angegebenen Gleichungen ist der passive Erddruckbeiwert mit einer Wandreibung von $\delta = -\varphi/2$ zu ermitteln. Diese Richtlinien werden gegenwärtig überarbeitet, die Grösse der anzusetzenden Erddrücke bleibt jedoch nach heutigem Stand der Dinge etwa gleich.

Allerdings berücksichtigen weder in die Modellrechnungen von England [17] noch die Beziehungen von Vogt [20], welche diesen Werten zugrunde liegen, das Verhalten des Baugrundes unter Langzeitbeanspruchung (Kriechen / Relaxation). Es ist daher davon auszugehen, dass die maximalen Erddrücke gegenüber den oben angegebenen Werten in Wirklichkeit um einiges kleiner ausfallen. Bei Betonbrücken bestehen die (behinderten) Überbauverschie-

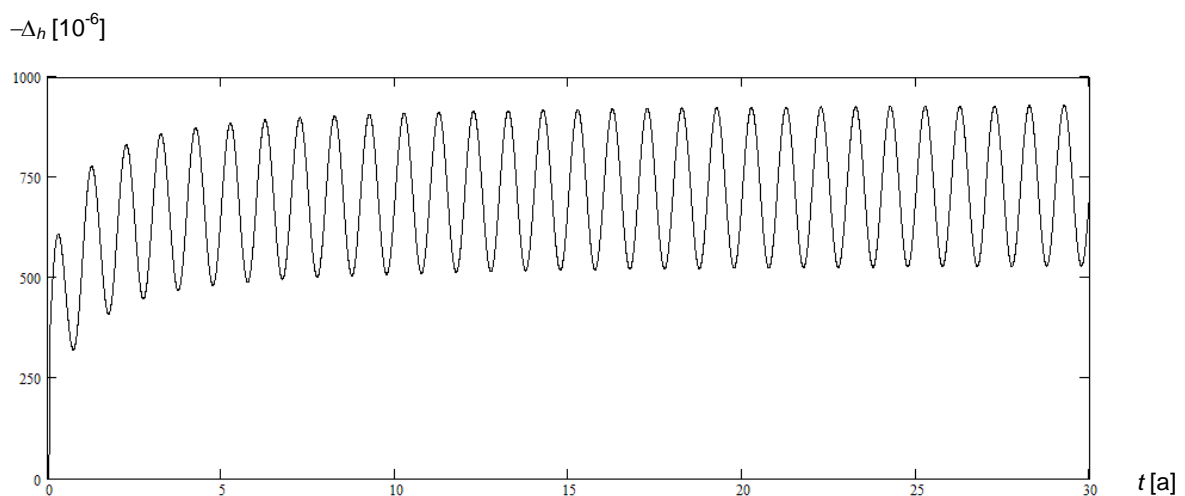
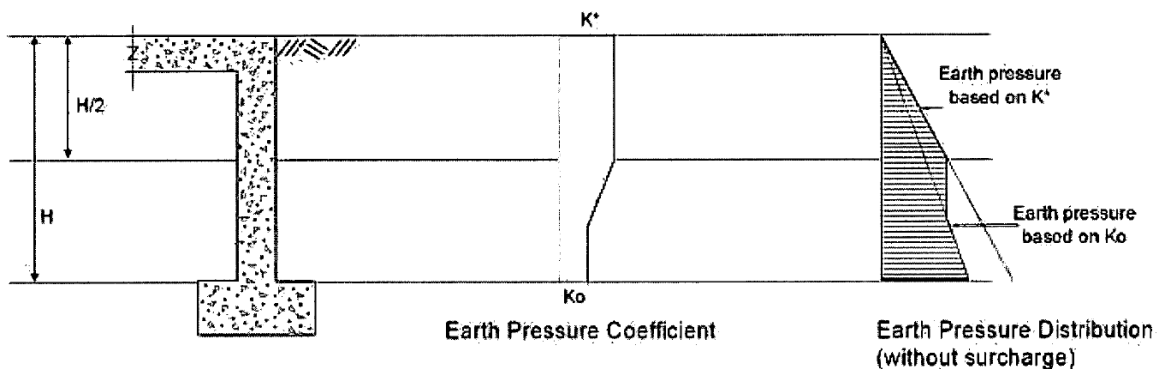


Bild 12 – Zeitlicher Verlauf der Überbauverkürzungen infolge Vorspannung, Kriechen, Schwinden und Temperaturschwankungen im Jahresverlauf (schematisch).

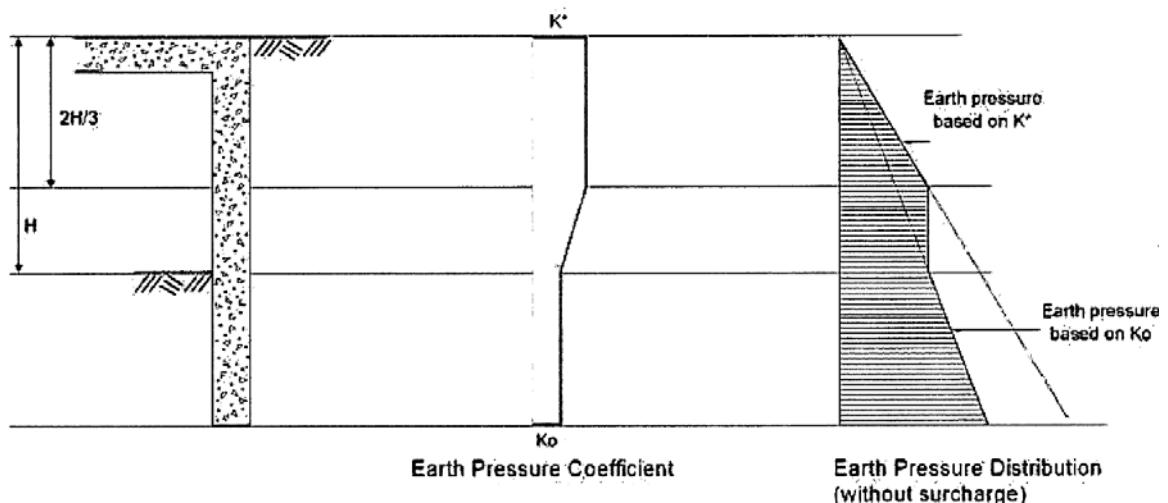
bungen zudem nicht nur aus dem zyklischen Anteil infolge Temperatur, sondern auch aus einer monoton wachsenden Verkürzung infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen, siehe Bild 12 (schematische Darstellung). Auch dieser wichtige Aspekt wird in den Untersuchungen [17], [20] nicht berücksichtigt, dürfte aber einen nicht unwesentlichen Einfluss auf die Erddrücke hinter den Widerlagern integraler Brücken haben.

Bei der Bemessung der Widerlager integraler Brücken sollten daher die Erddrücke gemäss Bild 11 resp. Bild 13 mit Vorsicht verwendet werden. Zur Klärung der erwähnten Punkte wären weitere Forschungsarbeiten erforderlich.



$$K^* = \left(\frac{\Delta_h}{0.05 \cdot H} \right)^{0.4} \cdot K_p \geq K_0 \quad (\text{Foundation und Anschluss Wand-Foundation biegesteif})$$

$$K^* = K_0 + \left(\frac{\Delta_h}{0.03 \cdot H} \right)^{0.6} \cdot K_p \quad (\text{Foundation oder Anschluss Wand-Foundation „gelenkig“})$$



$$K^* = \left(\frac{\Delta_h}{0.05 \cdot H} \right)^{0.4} \cdot K_p \geq K_0$$

Bild 13 – Erddruckverteilung hinter integralen Brückenwiderlagern in England gemäss [11] (Richtlinie in Überarbeitung). Oben: Flach fundierter Rahmen; unten: eingebundene Widerlagerwand.

2.3.3 Tiefgründungen

Sind die Stützen und Widerlager mit Pfählen fundiert, so werden diese infolge der (behinder- ten) Verformungen des Überbaus ebenfalls zyklisch beansprucht. Anders als bei der Hinter- füllung von Widerlagern, welche mehr oder weniger kontrolliert eingebracht und verdichtet wird, sind die Pfähle vom anstehenden Baugrund umgeben, so dass bezüglich ihres Verhal- tens eine nochmals grössere Unsicherheit besteht.

Es gibt zwar vereinzelte experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Verhalten von Pfählen unter zyklischer Horizontalbelastung, zum Beispiel aus dem Bereich der Offsho- re-Windenergieanlagen. Die Resultate sind jedoch immer spezifisch auf einen bestimmten Baugrund bezogen, der sich in der Regel wesentlich von Schweizer Böden unterscheidet. Es scheint daher angezeigt, die horizontale Steifigkeit der Pfähle aufgrund von (zyklischen) Pfahlversuchen zu bestimmen oder sie mit denselben Methoden abzuschätzen, wie sie für statische Belastung angewendet werden. Die elastische Bettung eines Einzelpfahls beträgt zum Beispiel näherungsweise [31]

$$k_h = 1.4 \cdot \frac{M_e}{\varnothing} \quad (\text{Spannung pro Horizontalverschiebung [kN/m}^3\text{)})$$

wobei mit \varnothing der Pfahldurchmesser bezeichnet wird. Für die Baugrundsteifigkeit M_e kann der aus einem Oedometerversuch ermittelte Wert eingesetzt werden. Dabei sollten in Anbetracht der zyklischen Natur der Beanspruchungen tendenziell Werte im Bereich des höheren Wie- derbelastungsmoduls angenommen werden, was rechnerisch grössere und damit in der Regel auf der sicheren Seite liegende Zwangsnormalkräfte im Überbau zur Folge hat. Ander- erseits ist der Verschiebewiderstand im Bereich des Pfahlkopfes natürlich durch den Erdwi- derstand beschränkt, dessen Grösse sich mit bekannten Methoden abschätzen lässt.

Die Bettung eines Einzelpfahls kann mit verhältnismässig geringem Aufwand mittels linearen Federn der oben angegebenen Steifigkeit entlang der Pfahllänge simuliert werden, so dass solche Foundationen am besten direkt in das Berechnungsmodell der gesamten Brücke ein- bezogen werden (im Pfahlkopfbereich anstelle der Federn Belastung in Grösse des Erdwi- derstandes). Bei komplizierteren Pfahlfoundationen kann es dagegen im Sinne der Übersichtlichkeit und des Rechenaufwandes angezeigt sein, ein separates Berechnungs- modell für die Foundation zu verwenden, die benötigten Steifigkeiten an diesem zu ermitteln und diese sodann in das Berechnungsmodell der gesamten Brücke zu integrieren. Dabei gilt es zu beachten, dass das Verhalten einer Pfahlfoundation mit unabhängigen Federn für Ver- schiebungen und Rotationen in Richtung der einzelnen Freiheitsgrade oftmals nicht korrekt simuliert werden kann. Die verschiedenen Freiheitsgrade sind nämlich in der Regel gekop- pelt, d.h. die Flexibilitäts- resp. Steifigkeitsmatrix einer Tiefgründung ist im allgemeinen Fall nicht diagonal. Für eine korrekte Modellierung müssen somit grundsätzlich alle Terme der Steifigkeitsmatrix ermittelt werden; weiterführende Angaben hierzu findet man zum Beispiel in [15]. In einfacheren, zweidimensionalen Fällen können Ersatzstabsysteme verwendet werden, zum Beispiel in Form von in einer bestimmten Tiefe elastisch eingespannten und horizontal gebetteten, starren Stäben.

Vorsicht ist bei schwimmenden Pfählen in schlecht tragfähigem Baugrund geboten, da die zyklische Beanspruchung einen negativen Einfluss auf die axiale Tragfähigkeit der Pfähle haben kann. In solchen Fällen sind detaillierte Untersuchungen anzustellen, sofern die Man- telreibung in den oberen Bodenschichten, in welchen grosse Bewegungen resultieren, einen wesentlichen Anteil der Pfahltragfähigkeit ausmacht.

2.3.4 Flachfundamente

Bei Widerlagern und vor allem bei relativ steifen Stützen von integralen Brücken sollte die Nachgiebigkeit von Flachfundamenten immer in die Berechnung mit einbezogen werden. Da der Überbau in Längsrichtung sehr steif ist, resultiert selbst für Fundamente auf verhältnismässig hartem Untergrund eine signifikante Reduktion der Zwangsnormalkräfte im Überbau.

Aufgrund der immer vorhandenen Unsicherheiten bezüglich der Baugrundkennwerte ist es auch hier zulässig, Methoden zu verwenden, welche für statische Belastungen entwickelt wurden. Grundsätzlich können die relevanten Federkonstanten aus einer Setzungsrechnung ermittelt werden.

Ist der Baugrund unterhalb des Fundamentes über eine genügende Tiefe einigermaßen homogen, so können auch die Näherungsformeln gemäss Bild 14 [49] verwendet werden, welche für einen homogenen, isotropen, elastischen Halbraum aufgestellt wurden. Die Formeln gehen auf Gorbunov-Possadov [23] (horizontale Steifigkeit und Rotationssteifigkeit), sowie Barkan [1] (vertikale Federkonstante) zurück. Mit $\nu \approx 0.20 \dots 0.30$ wird hier die Querdehnzahl des Baugrundes bezeichnet. Für die Baugrundsteifigkeit M_e kann für zyklische Beanspruchungen wie bei den Tiefgründungen in der Regel der Wiederbelastungsmodul angenommen werden.

2.3.5 Oberer Grenzwert der Fundationssteifigkeit

Wie bereits in Kapitel 2.3.1 erwähnt, sind die Zwangsnormalkräfte im Überbau durch den Verschiebungswiderstand der Foundationen begrenzt. Während dieser Grenzwert bei Stützen in der Regel nicht erreicht wird, ist dies bei flach fundierten Widerlagern gerader integraler Brücken für vom Widerlager weggerichtete Verschiebungen – zumindest rechnerisch – der Regelfall. Auch bei sehr massiven, ohne besondere Massnahmen monolithisch mit dem Überbau verbundenen Widerlagern werden daher kaum je mehr als etwa 10-20% der Kräfte bei voller Verformungsbehinderung erreicht [15], [16]. Das Last-Verformungsverhalten des Widerlagers kann in solchen Fällen durch eine bilineare Beziehung angenähert werden, mit der horizontalen Federsteifigkeit einer Flachfundation bis zum Erreichen des „Fliessplateaus“ beim Überschreiten des Gleitwiderstandes des Widerlagers. Da in der Regel ein oberer Grenzwert der Steifigkeit von Interesse ist, sollte bei der Ermittlung des Gleitwiderstandes neben der Sohlreibung auch die Reibung der Flügelmauern berücksichtigt werden.

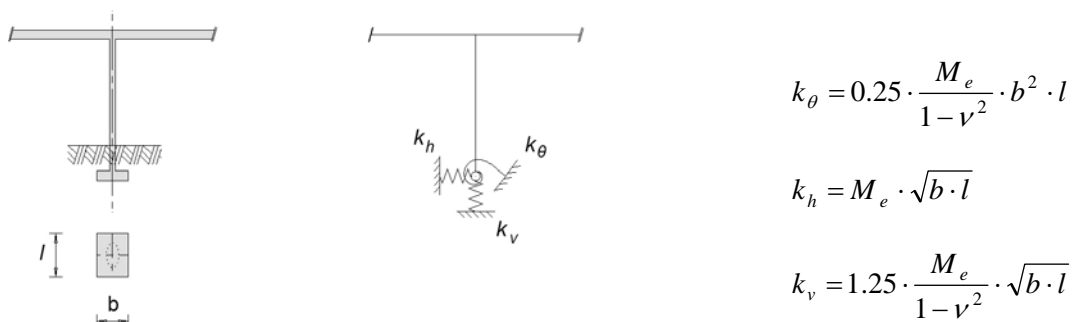


Bild 14 – Federkonstanten für die Abschätzung der Steifigkeit von Flachfundamenten (homogener Boden, elastischer Halbraum) [1], [23], [49].

2.4 Stützen und Widerlager

Neben der Interaktion der Widerlager mit der Hinterfüllung und der Steifigkeit der Fundationen von Stützen und Widerlagern beeinflusst natürlich auch die Steifigkeit dieser Elemente selber die Grösse der Zwangsschnittkräfte im Überbau.

2.4.1 Steifigkeit der Stützen

Das Tragverhalten von Stützen unter aufgezwungenen Verschiebungen wurde bereits vor längerer Zeit eingehend erforscht [24], [35] und ist in der Fachliteratur gut dokumentiert, siehe zum Beispiel [36].

Da das Verhalten der Stützen somit relativ gut bekannt ist, wird auf eine weitere Behandlung im Rahmen des vorliegenden Berichtes verzichtet. Zur Erinnerung werden hier lediglich die wesentlichen Parameter, welche die Stützensteifigkeit beeinflussen, angegeben. Es sind dies:

- Stützengeometrie (Querschnitt, Lagerung)
- Steifigkeit von Beton und Bewehrung (nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen)
- Grösse der Normalkraft (und allenfalls Vorspannung)
- Langzeiteinwirkungen (Kriechen, Schwinden, Relaxation)
- Rissbildung des Betons
- Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Verbund)

Das Augenmerk in den genannten Arbeiten zum Tragverhalten von Stützen unter aufgezwungenen Verschiebungen liegt primär auf der Tragsicherheit der Stützen, während bei integralen Brücken insbesondere die durch die Stützensteifigkeit verursachten Zwängungen im Überbau von Interesse sind. Die Resultate können jedoch mit gewissen Anpassungen verwendet werden. So ist beispielsweise für die Tragsicherheit der Stützen in der Regel ein unterer Grenzwert der Stützensteifigkeit massgebend, für die Abschätzung der Zwangsnormalkräfte im Überbau (Tragsicherheit) ist dagegen eher von einem oberen Grenzwert auszugehen, wie er üblicherweise für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Stützen verwendet wird.

2.4.2 Steifigkeit der Widerlager

Die Steifigkeit von Widerlagern hängt wesentlich von der Konstruktionsart ab. Wird das Brückenende ohne besondere Massnahmen monolithisch mit einem steifen Widerlager verbunden, so entspricht die Widerlagersteifigkeit im Wesentlichen derjenigen der Fundation, und die Nachgiebigkeit des Widerlagers kann gegenüber derjenigen des Baugrundes in der Regel vernachlässigt werden kann.

Bei längeren Bauwerken kann es unter Umständen sinnvoll sein, den Überbau nicht direkt, sondern über Pendelwände mit dem Widerlager zu verbinden (siehe Bild 35, Bild 36). Damit können die Zwangsnormalkräfte im Überbau bei ausreichender Widerlagerhöhe wesentlich reduziert werden, ohne die Vorteile der integralen Bauweise aufgeben zu müssen. Die Steifigkeit der Pendelwände kann analog zu derjenigen von Stützen (Kapitel 2.4.1) abgeschätzt werden. Besonderes Augenmerk ist bei solchen Konstruktionen auf die konstruktive Ausbildung der seitlichen Anschlüsse der Pendelwände und des Zwischenraumes hinter der Pendelwand zu legen. Da letzterer in der Regel unzugänglich ist, ist die Zweckmässigkeit solcher Lösungen kritisch zu hinterfragen, siehe Kommentare zu Bild 35.

2.5 Übergang Widerlager-Fahrbahn

Aufgrund der in Kapitel 2.3 dargelegten Überlegungen ist klar, dass sich auch bei geraden integralen Brücken Bewegungen im Bereich der Widerlager einstellen. Der Unterschied zu konventionellen Brücken besteht lediglich darin, dass diese Bewegungen nicht zwischen Überbau und Widerlager aufgenommen werden, sondern zwischen dem Widerlagerende und der angrenzenden Fahrbahn.

Infolge der zyklischen Beanspruchung der Hinterfüllung resultieren hinter den Widerlagern einer integralen Brücke tendenziell grössere Setzungen als bei einer konventionellen Brücke, und die Horizontalverschiebungen müssen von der angrenzenden Fahrbahn aufgenommen werden. Der Ausbildung des Brückenendes kommt daher eine mindestens ebenso grosse Bedeutung zu wie bei konventionellen Brücken mit Fahrbahnübergang, wo das Hauptaugenmerk auf der Dichtigkeit liegt.

Je nach der Grösse der Horizontalverformungen und der Setzungen sowie der Anforderungen durch die Nutzung ist auch bei integralen Brücken die Anordnung von Schleppplatten erforderlich. Zur Aufnahme der Horizontalverschiebungen genügt bei kürzeren Brücken auf Strassen untergeordneter Bedeutung ein einfacher Frässschnitt im Belag. Bei längeren Bauwerken und unter Umständen bei Hochleistungsstrassen sind für den Fahrkomfort auch bei integralen Brücken Fahrbahnübergänge (zum Beispiel aus Polymerbitumen) erforderlich, welche zwischen dem Widerlagerende und der Schleppplatte oder aber – vermutlich weniger zweckmässig – zwischen dem Schleppplattenende und der angrenzenden Fahrbahn angeordnet werden können.

Für eine Übersicht über die in verschiedenen Ländern üblichen konstruktiven Details und Entwurfsregeln für die Ausbildung der Brückenenden integraler Bauwerke wird auf Kapitel 4.2.2 verwiesen.

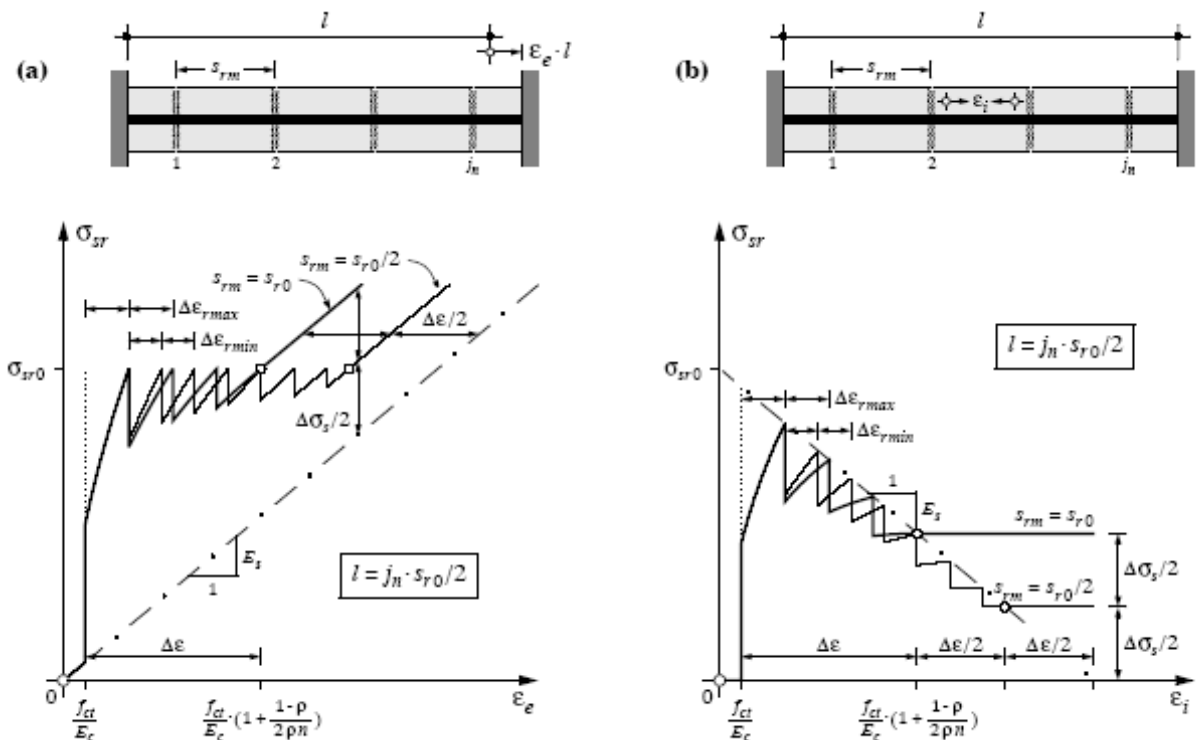


Bild 15 – Stahlspannungen während der Rissbildung in einem bewehrten Betonzugglied für (a) äusseren und (b) inneren Zwang [34].

Eine einfache Möglichkeit, um Probleme mit Setzungsdifferenzen im Widerlagerbereich zu vermeiden besteht darin, den Strassenkoffer (resp. den Schotter bei Bahnbrücken) in ausreichender Stärke über das Bauwerk durchlaufen zu lassen. Aufgrund des relativ grossen zusätzlichen Gewichtes ist diese Lösung jedoch in der Regel nur für Bauwerke mit relativ kleinen Spannweiten sinnvoll, ausser der Koffer/Schottertrog ist aus anderen Überlegungen (Durchführung von Leitungen im Koffer, Gleisunterhalt etc.) ohnehin erwünscht.

2.6 Einfluss von Zwangsnormalkräften

Die Zwangsnormalkräfte im Überbau, welche durch Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen verursacht werden, beeinflussen das Trag- und Verformungsverhalten integraler Brücken massgeblich.

Die Tragwerksbemessung kann grundsätzlich wie bei konventionellen Brücken erfolgen, wobei jedoch die Zwangsnormalkräfte berücksichtigt werden müssen. Die bei einem Querschnittsversagen (Biegeversagen) auftretenden Verformungen in Brückenlängsrichtung reichen nämlich auch bei sehr kurzen Brücken nicht aus, um die Zwangsnormalkräfte wesentlich abzubauen. Auch die Biegerissbildung in Betonbrücken reicht in der Regel nicht aus, um die Zwangsnormalkräfte wesentlich zu reduzieren, da im Gebrauchszustand – insbesondere bei vorgespannten Überbauten – nur wenige Risse auftreten. Die Zwangsnormalkräfte müssen daher nicht nur im Gebrauchszustand, sondern auch beim Nachweis der Tragsicherheit berücksichtigt werden.

Auch bei einem sehr steifen Brückenunterbau können die Zwangsnormalkräfte nicht beliebig gross werden. Einerseits werden sie durch das viskose Verhalten des Betons abgebaut (Kapitel 2.2.5), andererseits bildet die Erstrisszugkraft des Querschnitts einen oberen Grenzwert für die Zwangsnormalkraft. Wie Bild 15 illustriert, bleibt die Zugkraft in einem gezwängten Bauteil nach der Erstrissbildung auf die Grösse der Rissnormalkraft beschränkt, bis sich das abgeschlossene Rissbild ausgebildet hat. Die damit einhergehenden Längenänderungen übertreffen bei nicht sehr grossen Längsbewehrungsgehalten die Grösse der behinderten Längsverformungen, so dass selbst für den ungünstigsten Fall (reiner äusserer Zwang) die Erstrisszugkraft nicht überschritten wird. Diese kann beispielsweise mit dem Zuggurtmodell [34] abgeschätzt werden:

$$N_r = A_c f_{ct} [1 + \rho_s (n_s - 1)] \quad \text{für schlaff bewehrte Querschnitte}$$

$$N_r = N_D + A_c f_{ct} [1 + \rho_s (n_s - 1) + \rho_p (n_p - 1)] \quad \text{für vorgespannte Querschnitte}$$

mit A_c = Betonquerschnitt, f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons, ρ = geometrischer Bewehrungsgehalt, $n = E_s/E_c$ = Wertigkeit und N_D = Dekompressionslast.

Neben der Begrenzung durch die Rissnormalkraft sind die Zwangsnormalkräfte im Überbau, wie bereits erwähnt, auch durch den Verschiebungswiderstand der Foundationen begrenzt, so dass kaum je mehr als etwa 10-20% der Kräfte bei voller Verformungsbehinderung erreicht werden [15], [16].

Besondere Beachtung verdienen die Zwangsnormalkräfte bei der Bemessung vorgespannter Brücken, da die behinderten Längenänderungen bei solchen Bauwerken in der Regel recht gross sind (siehe Tabelle 3) und man in der Regel eine Spannungsbegrenzung oder gar die Rissefreiheit für bestimmte Beanspruchungen anstrebt. Auch bei solchen Brücken kann die Bemessung grundsätzlich mit bekannten Methoden (Biegung und Normalkraft) erfolgen, auf welche hier nicht näher eingegangen werden soll. Die Grössenordnung des Einflusses von Zwängungen auf vorgespannte Brückenträger lässt sich jedoch verhältnismässig einfach

Bild 17 [45] illustriert diesen Zusammenhang unter Vernachlässigung der Stützensteifigkeit und unter der Annahme starrer Widerlager. Wie man erkennt, bewirken schon relativ kleine Öffnungswinkel verhältnismässig grosse Abminderungen der Zwangsnormalkräfte.

Sind die Stützen in Querrichtung sehr steif, so ist der Öffnungswinkel der gesamten Brücke als Vergleichsgrösse nicht mehr geeignet, und man sollte dann den Öffnungswinkel der einzelnen Felder berücksichtigen. Da das Verhalten auch durch weitere Parameter beeinflusst wird, wie zum Beispiel die Querbiegesteifigkeit des Überbaus, sind für den konkreten Fall Berechnungen unter Einbezug der Nachgiebigkeit des Brückenunterbaus inkl. Fundationen (Kapitel 2.3 und 2.4) angezeigt.

Trotz der Möglichkeit, den Zwängungen durch radiale Verschiebungen quasi auszuweichen, können behinderte Längenänderungen infolge von Schwinden und Temperaturänderungen je nach Steifigkeit der Widerlager und Querbiegesteifigkeit des Überbaus auch bei gekrümmten Brücken noch ansehnliche Zwangsnormalkräfte hervorrufen. Im Falle der Vorspannung sind diese Zwängungen dagegen auch bei sehr steifen Bauwerken immer um einiges geringer. Dieser Sachverhalt mag auf den ersten Blick überraschend erscheinen, da ein solcher Unterschied bei geraden Trägern nicht vorkommt. Zur Erläuterung stelle man sich einen zentrisch vorgespannten, im Grundriss gekrümmten Einfeldträger mit starren Widerlagern vor. Die Ankerkräfte aus Vorspannung werden durch die Widerlager aufgenommen, so dass auf den Überbau aus Vorspannung lediglich noch horizontale Umlenkkräfte wirken. Da nun aber der Überbau der Stützlinie eben dieser Umlenkkräfte entspricht und die Widerlager starr sind, baut sich die „fehlende“ Druckkraft in praktisch gleicher Grösse wieder auf.

Eine Krümmung der Brückenachse im Aufriss hat ebenfalls eine günstige Wirkung auf die Zwangsnormalkräfte, zumal die Biegesteifigkeit in dieser Richtung in der Regel um einiges geringer ist als in Brückenquerrichtung. Für eine signifikante Reduktion der Zwangsnormalkräfte ist jedoch eine relativ grosse vertikale Ausrundung erforderlich, wie sie in der Regel nur bei Fussgängerbrücken möglich ist.

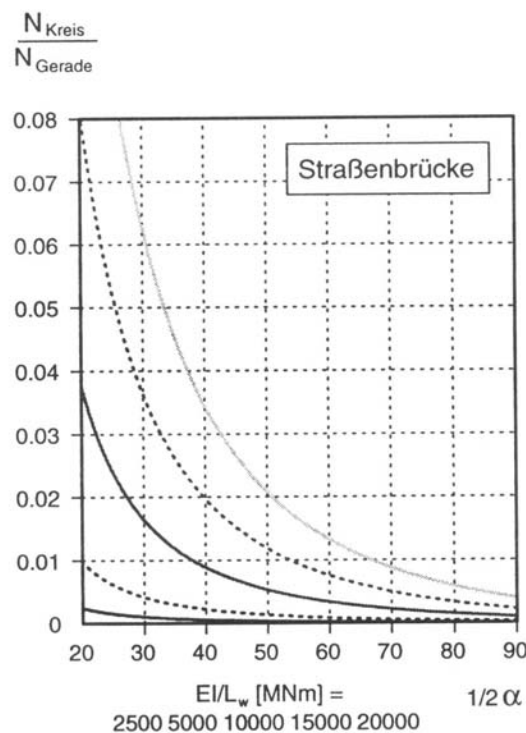


Bild 17 – Vergleich der Zwängungsnormalkräfte gekrümmter und gerader Brücken gleicher Länge bei starren Widerlagern [45].

3 Übersicht über den Stand der Forschung

In den letzten Jahren sind international verschiedene theoretische Untersuchungen zum Verhalten integraler Brücken durchgeführt worden [2], [7], [10], [15], [16], [17], [22], [25], [27], [28], [29], [43], [44], [45], [47], [51], [52]. Während solche Bauwerke bisher hauptsächlich aufgrund der Erfahrungen mit ausgeführten Brücken weiterentwickelt wurden, bieten einige dieser Arbeiten eingehende analytische Untersuchungen, aufgrund deren Resultate das Verhalten integraler Bauwerke berechnet oder zumindest abgeschätzt werden kann.

In diesem Kapitel werden die wichtigsten Arbeiten zusammengestellt, womit der Zugang zur Fachliteratur für den interessierten Leser erleichtert werden soll.

3.1 Grundlagenforschung

Als Grundlagenforschung werden hier Forschungsarbeiten bezeichnet, welche sich nicht spezifisch mit integralen Brücken befassen, sondern mit grundlegenden Themen, welche einen Einfluss auf das Verhalten integraler Brücken haben.

Im Rahmen des vorliegenden Berichtes ist es nicht möglich, die sehr umfassenden Forschungsarbeiten auf allen betroffenen Gebieten eingehend zu behandeln. Es werden daher nachfolgend lediglich einige der im Zusammenhang von integralen Brücken relevanten Themenkreise kurz angeschnitten.

3.1.1 Zeitabhängiges Verhalten des Betons

Das Langzeitverhalten von Beton (Kriechen, Schwinden, Relaxation) wurde bereits vor langer Zeit eingehend erforscht [3], [14], [54], und der Kenntnisstand ist heute grundsätzlich gut. Festzuhalten ist jedoch, dass infolge der grossen Streuungen immer gewisse Unsicherheiten bestehen, siehe Kapitel 2.2. Zudem basieren die Beziehungen für das Schwindverhalten auf kleinmassstäblichen Versuchen, deren Extrapolation auf dickwandige Bauteile nicht unproblematisch ist.

Heutige Forschungsarbeiten zu diesem Thema betreffen beispielsweise das Verhalten hochfester Betone und das nichtlineare Kriechen, sind aber für die Konzeption integraler Brücken von untergeordneter Bedeutung.

3.1.2 Rissbildung und Mindestbewehrung

Auch diese Themenkreise sind grundsätzlich sehr gut erforscht, wobei in den letzten Jahren insbesondere konsistente Modelle erarbeitet worden sind, welche es erlauben, die wesentlichen Einflüsse mit relativ einfachen, geschlossenen Beziehungen zu erfassen [34].

3.1.3 Interaktion Bauwerk-Baugrund

Die wichtigsten, im Zusammenhang mit integralen Brücken relevanten Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet wurden in Kapitel 2 bereits erläutert. Weiterführende Untersuchungen und eine umfassende Literaturübersicht finden sich in [15].

3.2 Anwendungsbezogene Forschung

In der Schweiz sind zum Thema der integralen Brücken bisher nur wenige spezifische Forschungsarbeiten ausgeführt worden. International wurden dagegen vor allem in den letzten Jahren verschiedene Arbeiten durchgeführt. Die Übertragung der Ergebnisse auf Schweizer Verhältnisse ist in der Regel nur bedingt möglich, da oftmals Brückentypen oder konstruktive Details untersucht wurden, die in der Schweiz unüblich sind, wie zum Beispiel Fertigteilträger (Spannbett), Walzprofil-Träger mit Betonfahrbahn oder Widerlager mit geramnten HEB-Profilen und minimalem Pfahlkopfriegel. Dennoch lassen sich natürlich gewisse Schlüsse ziehen, weshalb die wichtigsten Arbeiten hier kurz erläutert werden. Weiterführende Literaturverweise finden sich in den aufgeführten Publikationen.

In Stuttgart wurden in den letzten Jahren in der Gruppe von *Prof. J. Schlaich* verschiedene theoretische Untersuchungen zu integralen Brücken durchgeführt. *Pötzl* [44], [45], [46] führte Parameterstudien für die massgebenden Einflüsse durch, wobei er auch den Aspekt der Gestaltung mit einbezog. Aufgrund dieser Analyse stellte er Entwurfs- und Bemessungsregeln für integrale Brücken auf und erarbeitete ein Bewertungssystem, anhand dessen der Entscheid für oder gegen eine integrale Lösung in der Konzeptphase erleichtert werden soll. *Engelsmann* [15], [16] führte die Arbeit von Pötzl weiter. Auf der Grundlage von nichtlinearen Berechnungen und Simulationen erarbeitete er verbesserte Grundlagen für den Entwurf integraler Brücken.

Husain und Bagnariol [25] fassen in Ihrem ausführlichen Bericht die Erfahrungen mit integralen Brücken in der Kanadischen Provinz Ontario zusammen. Ihr Fazit ist insgesamt sehr positiv, die wenigen Schäden traten vor allem im Bereich unzureichender oder nicht sauber ausgeführter Schleppplatten auf, zum Beispiel wenn Übergänge gemäss Bild 28 (a) oder (b) ohne Frässchnitt im Belag ausgeführt wurden. Die Untersuchungen betreffen über hundert Brücken mit Längen bis knapp über 100 m. Die Autoren empfehlen aufgrund der positiven Erfahrungen, in Zukunft auch vorgespannte Ortsbetonbrücken in integraler Bauweise auszuführen und integrale Brücken mit Längen über 100 m zuzulassen.

Kunin und Alampalli [29] geben eine Übersicht über den Stand der Praxis integraler Brücken in Nordamerika, wobei sie insbesondere die Entwurfsregeln und bisherigen Anwendungen in den verschiedenen Staaten vergleichen (siehe Tabelle 5 und Tabelle 8). Insgesamt sammelten sie Daten von rund 10'000 integralen Brücken mit Längen bis 318 m (Stahl), 350 m (vorfabrizierter Beton) und 290 m (Ortsbeton). Mit Ausnahme von Massachusetts werden die Schleppplatten in allen Staaten hochliegend (Bild 28) ausgeführt. Die Erfahrungen mit integralen Brücken werden mit wenigen Ausnahmen als sehr positiv beschrieben.

Connal [10] vergleicht die gängige Praxis in den USA und in Australien, wo integrale Brücken bislang weniger üblich sind. Er gibt eine recht umfassende Übersicht über die relevanten Einflüsse und stellt verschiedene Beispiele ausgeführter (semi-)integraler Brücken vor.

Berger, Graubner, Pelke und Zink [2] stellen die theoretischen Grundlagen und wesentlichen Einflüsse zusammen, wobei das Hauptgewicht auf der Boden-Bauwerks-Interaktion und dem Übergang Brücke-Hinterfüllung liegt.

In den skandinavischen Ländern sind integrale Brücken infolge der rauen klimatischen Bedingungen besonders beliebt. In Finnland wurden verschiedene Forschungsarbeiten zu diesem Thema durchgeführt. *Koskinen* [28] untersuchte das Verhalten von Pfahlfundationen integraler Brücken. *Kerokoski* behandelt in seiner umfassenden Arbeit [27] praktisch sämtliche relevanten Einflüsse eingehend. Er gibt auch einen umfassenden Überblick über die in verschiedenen Ländern üblichen konstruktiven Details und dokumentiert die Ergebnisse eigener Bauwerksmessungen (siehe Kapitel 3.3). Neben Strassenbrücken behandelt die Arbeit auch spezifisch die Besonderheiten von Bahnbrücken.

Schüller [52] gibt einen Überblick über verschiedene, in den letzten Jahren erstellte integrale Brücken in Deutschland, wobei neben innovativen Ansätzen für die Widerlagergestaltung auch gestalterische Gesichtspunkte behandelt werden.

Insgesamt werden in den vorliegenden Forschungsarbeiten überwiegend positive Erfahrungen mit integralen Bauwerken beschrieben. Dies sollte – bevor daraus allgemeine Schlüsse gezogen werden – insofern vorsichtig bewertet werden, als die Forschenden „ihrer“ Bauweise gegenüber tendenziell positiv eingestellt sind.

3.3 Messungen an ausgeführten Bauwerken

Messungen an ausgeführten Bauwerken werden selten durchgeführt und noch weniger publiziert, was leider auch auf integrale Brücken zutrifft. Neben der durch das Büro des Autors projektierten Zufahrtsrampe BW 714 können daher lediglich die Messungen an wenigen weiteren Brücken kurz erläutert werden.

Bei der erwähnten Zufahrtsrampe BW 714 (Nordwestumfahrung Zürich, Dreieck Zürich West) handelt es sich um eine vorgespannte, rund 120 m lange, vierfeldrige Brücke, welche als integrales Bauwerk projektiert und im Juni 2004 ausgeführt wurde, siehe Bild 18 und Bild 37. Der Überbau (ohne Leitmauern) wurde in einem Guss erstellt.

Der insgesamt 10.2 m breite Fahrbahnträger dieser Brücke wurde infolge der geringen Bauhöhe als Vollquerschnitt mit Kragarmen konzipiert. Da die oberen Bodenschichten (Seebodenablagerungen) wenig tragfähig sind und zudem im Zusammenhang mit dem Bau der zu überquerenden Nationalstrasse mehrere Meter überschüttet wurden, erfolgte die Fundation

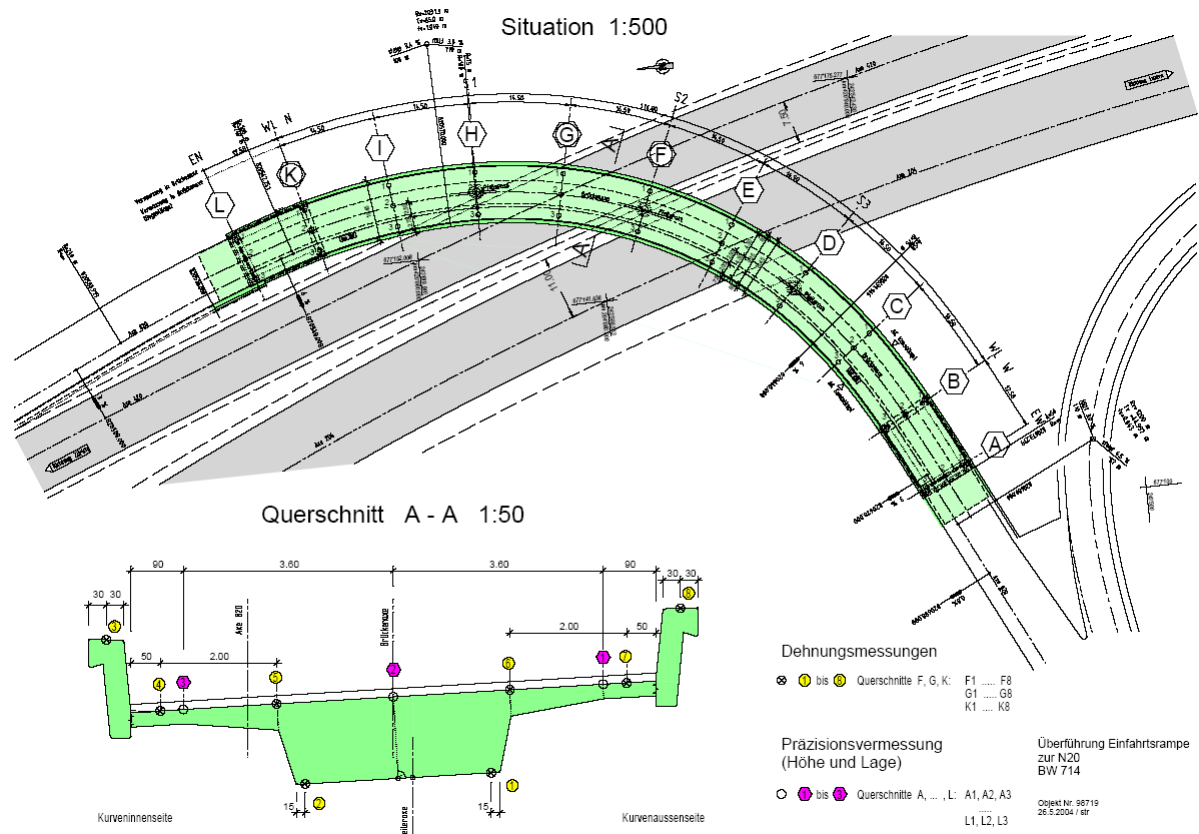


Bild 18 – BW 714: Bauwerksgeometrie und Messpunktanordnung.
 Bemerkung: Pläne (dsp Ingenieure & Planer AG) in reduziertem Massstab.

der Stützen mit rund 30 m langen Pfählen in der in dieser Tiefe anstehenden kompakten Moräne. Um eine möglichst zwangungsfreie Aufnahme der Überbauverkürzungen durch radiale Verschiebungen zu ermöglichen, wurde anstelle von mehreren kleineren Pfählen mit Pfahlbankett lediglich ein Grossbohrpfahl $\varnothing 200$ cm pro Stütze vorgesehen. Die Widerlager sind als möglichst steife Elemente ausgebildet und ebenfalls auf Pfählen fundiert.

Die Verkürzungen des Überbaus sollten damit primär durch eine Bewegung in Richtung Krümmungsinneseite aufgenommen werden, wobei die Zwangsnormalkräfte gemäss der rechnerischen Analyse infolge der starken Krümmung und des weichen Unterbaus verhältnismässig gering bleiben. Um dieses Verhalten zu verifizieren, wurden Bauwerksmessungen durchgeführt.

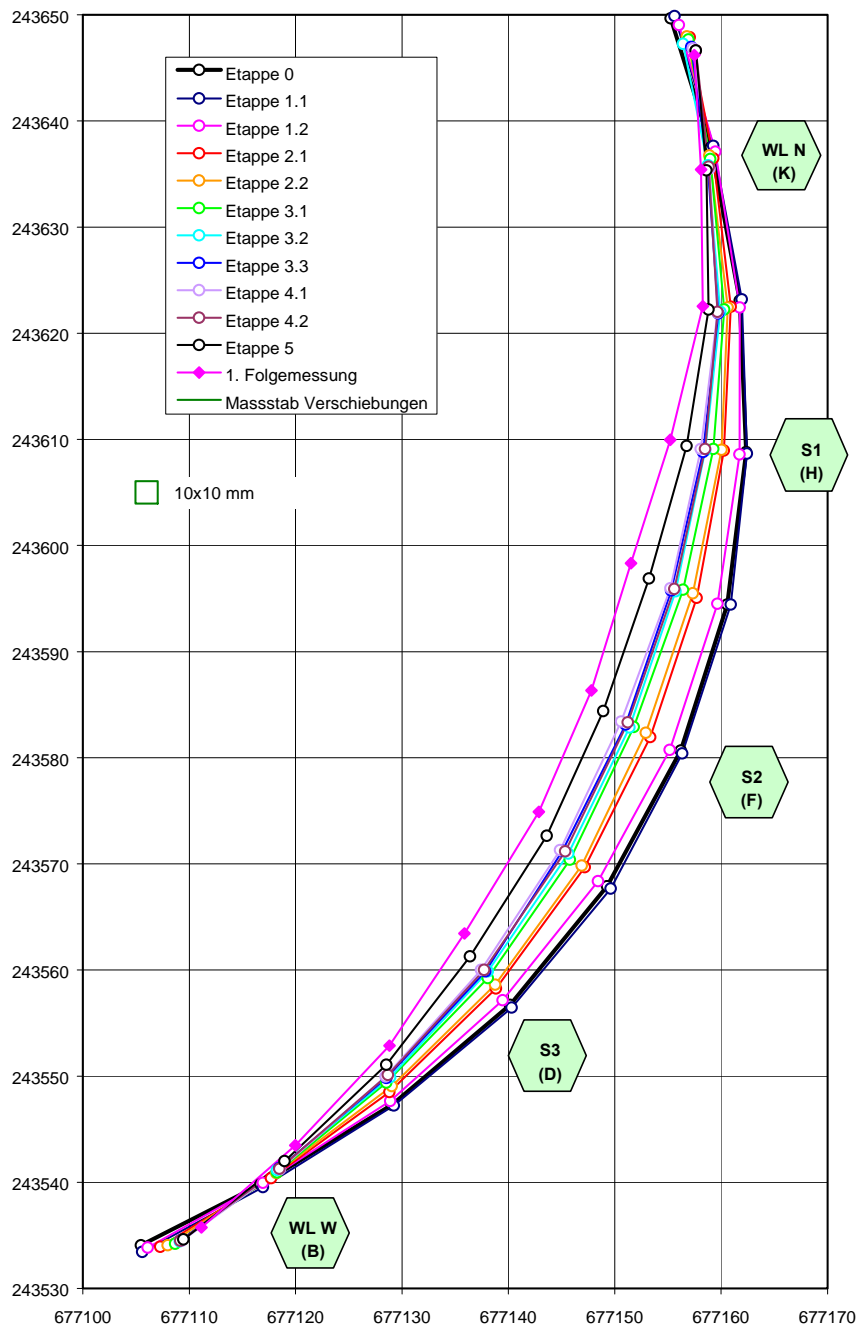


Bild 19 – BW 714: Verschiebungen der Brückenachse im Grundriss (Landeskoordinaten in [m], Verschiebungen überhöht gemäss angegebenem Massstab).

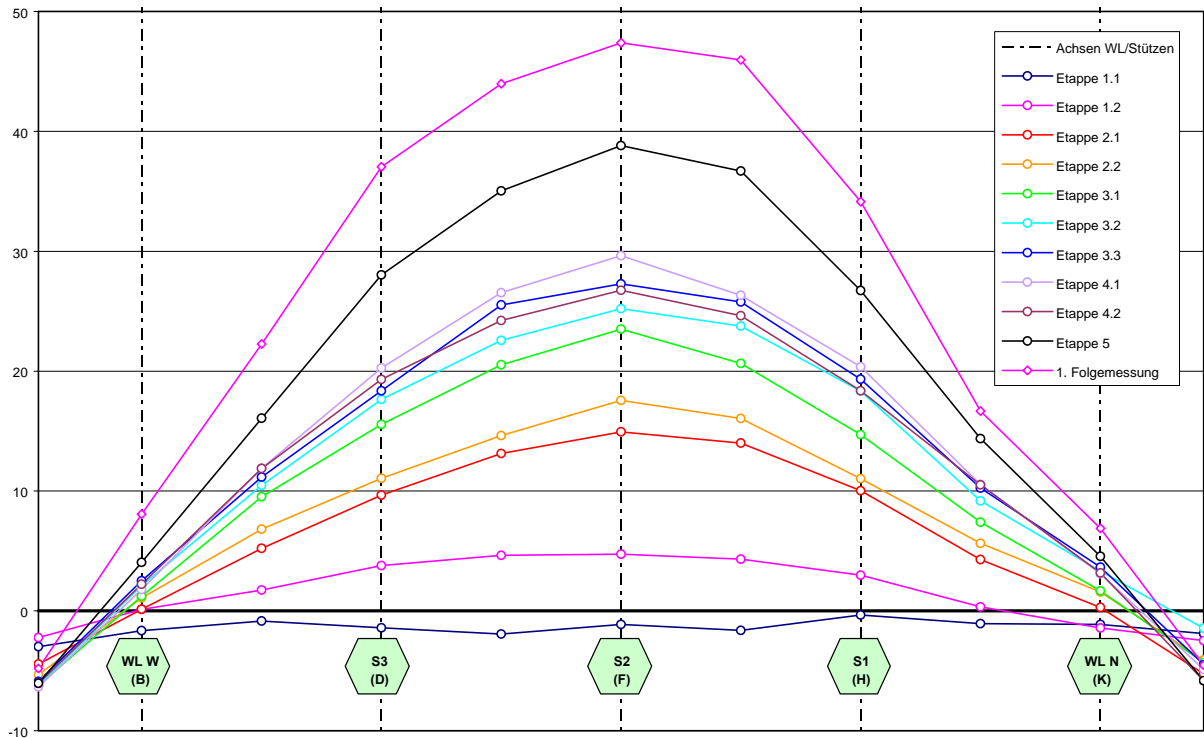


Bild 20 – BW 714: Verschiebungen senkrecht zur Brückenachse (vertikale Achse: Verschiebungen [mm], horizontale Achse: Bauwerkslänge).

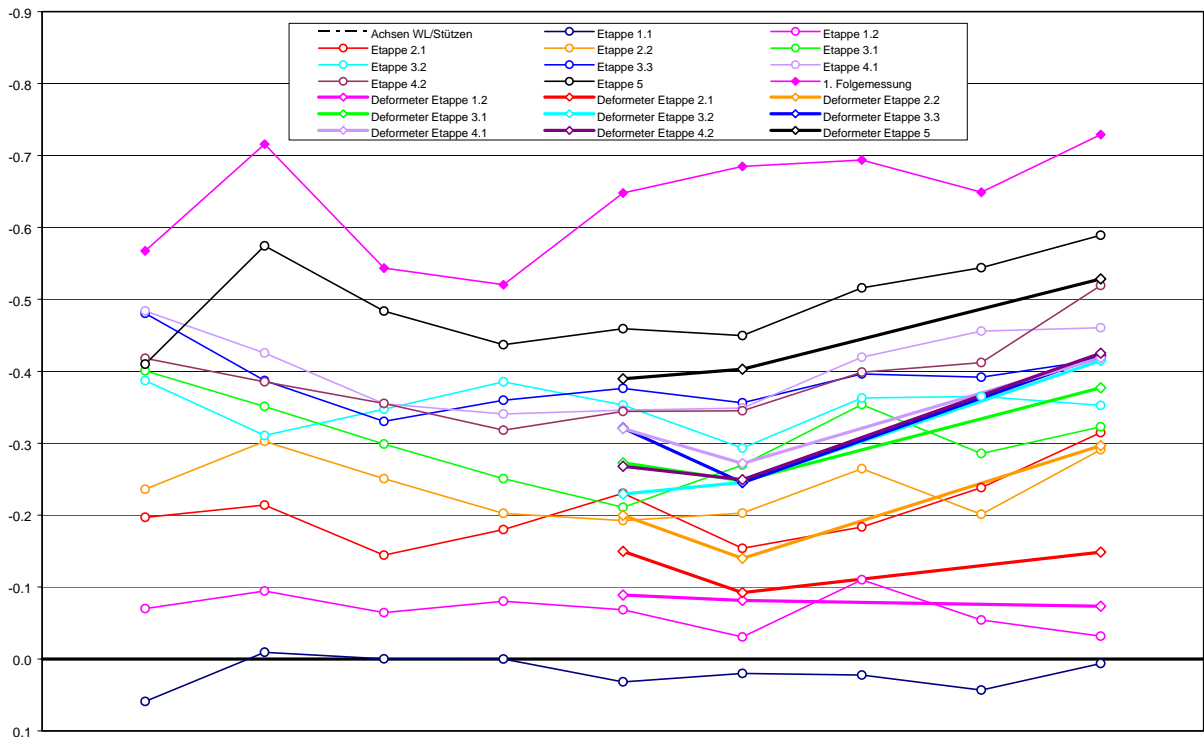


Bild 21 – BW 714: Dehnungsmessungen und aus Verschiebungen errechnete Dehnungen (vertikale Achse: Dehnungen in ‰, horizontale Achse: Bauwerkslänge).

Diese Messungen umfassten einerseits eine Präzisionsvermessung (Lage und Höhe, Genauigkeit 1 mm), andererseits wurden in drei Querschnitten die Längsdehnungen mit Setzdeformometern gemessen. Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls sowie des Kriech- und Schwindverhaltens wurden im Labor Messungen an Vergleichsprismen durchgeführt, welche in einem Klimaraum gelagert resp. in einem Kriechstand eingebaut wurden [26].

In Bild 19 sind die gemessenen Verschiebungen des Überbaus im Grundriss für verschiedene Messetappen (Etappe 0 = Nullmessung unmittelbar nach Betonieren) dargestellt, Bild 20 zeigt die radialen Verschiebungen (senkrecht zur Brückenachse). Die maximale Verschiebung beträgt bis Januar 2005 („1. Folgemessung“, nach 8 Monaten) ca. 48 mm, was Längsverzerrungen von etwa $-600 \cdot 10^{-6}$ entspricht, siehe Bild 21. Die aus den Verschiebungen berechneten Verzerrungen stimmen recht gut mit den Setzdeformometermessungen überein, welche ebenfalls in Bild 21 eingetragen sind (fette Linien).

Die gemessenen Verformungen stimmen auch ziemlich gut mit der rechnerischen Vorhersage unter Berücksichtigung der an den Vergleichsprismen bestimmten Kriech- und Schwind-eigenschaften überein, wobei festzuhalten ist, dass infolge der zahlreichen Parameter ein gewisser Interpretationsspielraum besteht. So ergeben zum Beispiel Berechnungen unter Berücksichtigung der Mitwirkung der Leitmauern wesentlich andere Ergebnisse als eine Analyse ohne diese Elemente.

Eine weitere integrale Brücke, an welcher Messungen vorgenommen und publiziert worden sind, ist die Brücke über das Nesenbachtal in Stuttgart [43], [51]. Es handelt sich um eine rund 150 m lange, im Grundriss leicht gekrümmte, beidseits monolithisch mit angrenzenden Tunneln verbundene Brücke in Stahl-Beton-Verbundbauweise, siehe Bild 22.

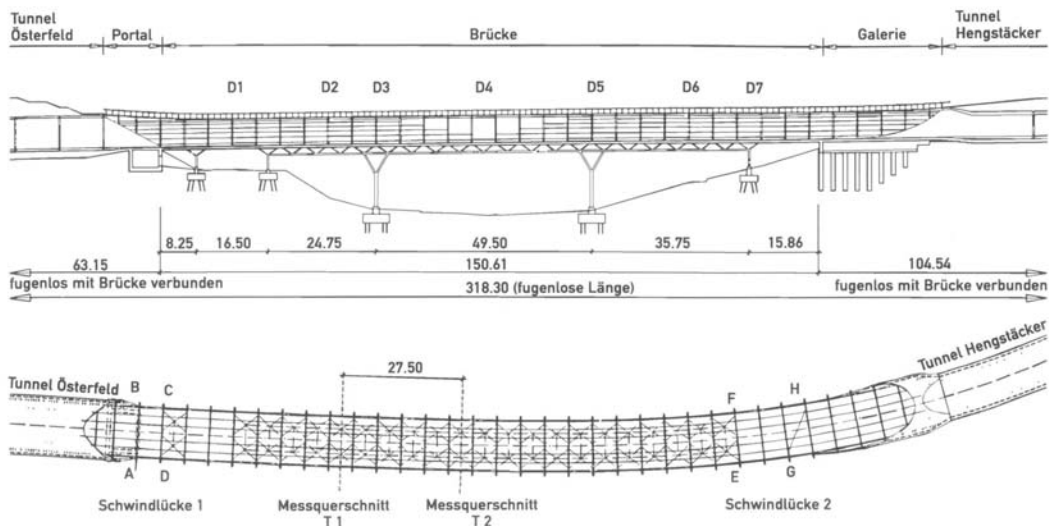


Bild 1 Längsschnitt und Grundriß mit Meßeinrichtungen und Schwindlücken

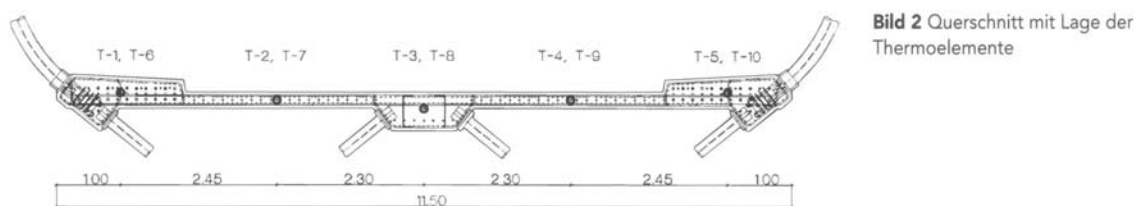


Bild 2 Querschnitt mit Lage der Thermolemente

Bild 22 – Brücke über das Nesenbachtal in Stuttgart [43].

Bei diesem Bauwerk waren aufgrund der sehr steifen Widerlager und der geringen Krümmung im Grundriss verhältnismässig grosse Zwangsnormalkräfte zu erwarten. Aus diesem Grund wurden eingehende rechnerische Untersuchungen angestellt, und bei der Konzeption wurden die Erkenntnisse aus aktuellen Forschungsarbeiten [15], [16], [44], [45] berücksichtigt. So wurde zum Beispiel der Überbau gezielt schlank ausgebildet, um die Normalkraftsteifigkeit zu reduzieren. Dennoch war eine sehr kräftige Längsbewehrung erforderlich, um die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit zu erfüllen. Um das Verhalten zu verifizieren, wurden verschiedene Messungen vorgenommen:

- Brückentemperatur (einbetonierte Thermoelemente)
- Umgebungstemperatur
- Dehnungsmessungen an der Fahrbahnplatte mit Setzdeformetern
- Verformungsmessungen am Überbau inkl. Widerlager Präzisionsvermessung
- Dehnungsmessungen an Vergleichsprismen

Die Ergebnisse der Bauwerksmessungen sind in [43] dokumentiert. Das Verhalten der Brücke stimmt verhältnismässig gut mit den Vorhersagen überein, wobei aufgrund der komplexen Verhältnisse (Verbundbauweise, in Tunneln eingespannte Widerlager) und der zahlreichen streuenden Parameter eine Nachrechnung äusserst aufwendig ist und nur die Grössenordnung der Resultate verifiziert werden kann.

Kerokoski [27] beschreibt in seiner Arbeit Messungen des Erddruckes hinter den Widerlagern einer Strassenbrücke ($L = 56\text{ m}$) und einer Bahnbrücke ($L = 34\text{ m}$) sowie weitere, durch andere Forscher durchgeführte Bauwerksmessungen (im Anhang von [27]). Daneben führte er Vergleichsberechnungen durch, welche auf relativ steifem Baugrundverhalten entsprechend der Bemessungsvorschriften in Finnland beruhen, gemäss welchen bei gut verdichteter Hinterfüllung der volle passive Erddruck bereits für eine Rotation von nur 2 Promille um den Fusspunkt anzusetzen ist.

Die in den Versuchen gemessenen horizontalen Erdrücke hinter den Widerlagern entsprechen im oberen Bereich (bis etwa 1.5 m Tiefe) etwa der Modellrechnung, gemäss welcher in diesem Bereich der volle passive Erddruck mobilisiert wurde. In grösserer Tiefe wurden jedoch kleinere Erdrücke gemessen als vorhergesagt. Kerokoski erklärt dies in seiner Arbeit mit der Tatsache, dass der Einfluss der Schleppplatte in seinen Berechnungen vernachlässigt wurde. Die geringeren Erdrücke könnten jedoch auch durch andere Einflüsse erklärt werden, siehe am Ende von Kapitel 2.3.2.

Kerokoski weist ausserdem auf die Möglichkeit einseitiger Verschiebungen (in Richtung eines Widerlagers) hin. Solche Verschiebungen, in der Grössenordnung von 5 cm, wurden bei einem Versuchsobjekt in Minnesota tatsächlich beobachtet [27].

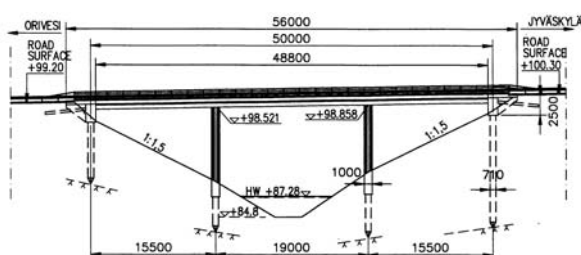


Bild 23 – Haavistonjoki-Strassenbrücke in Finnland [27]: Längsschnitt und Widerlagerwand mit Drucksensoren vor der Hinterfüllung.

4 Integrale Brücken im modernen Brückenbau

4.1 Vor- und Nachteile integraler Brücken

Aufgrund der Ausführungen in den vorangehenden Kapiteln und der Erfahrungen mit integralen Brücken weisen solche Bauwerke im Vergleich mit konventionellen Brücken verschiedene Vor- und Nachteile auf.

Die wesentlichen Vorteile integraler Brücken gegenüber konventionellen Brücken sind:

- Unterhaltsintensive Verschleissteile mit beweglichen Teilen wie Lager und insbesondere Fahrbahnübergänge können entfallen. Es resultieren in vielen Fällen geringere Erstellungs-, Unterhalts- und Instandsetzungskosten, und der Bauablauf wird oft vereinfacht. Sind bei längeren integralen Brücken dennoch Fahrbahnübergänge erforderlich (z.B. Polymerbitumen-Übergänge zwischen Brückenende und Schleppplatte), so stellt deren Abnutzung und Beschädigung ein geringeres Problem dar als bei konventionellen Brücken, da auch in diesem Fall der Zutritt von Tausalz zu anfälligen Konstruktionsteilen unter der Fahrbahn verhindert ist.
- Bei den Widerlagern sind bei geeigneter Ausbildung oft wesentliche Kosteneinsparungen gegenüber konventionellen Lagerbrücken möglich. Es sind keine beweglichen Teile vorhanden, so dass die Widerlager nicht begehbar sein müssen und entsprechend kleiner ausgeführt werden können. Zur Unterstreichung der Bedeutung dieser Aussage seien hier die Anforderungen an Widerlager mit beweglichen Teilen gemäss den Richtlinien des Bundesamtes für Strassen [6] zitiert, welche in der Regel für die Abmessungen massgebend werden:

„Der Zugang zu den Widerlagern muss jederzeit möglich sein. Damit genügend Platz für Erhaltungsarbeiten zur Verfügung steht, soll der Unterhaltsraum eine Breite von mindestens 1.0 m und eine Höhe von 2.0 m aufweisen“ (Kapitel 8: Brückenende).

Zudem können die durch die Hinterfüllung an beiden Brückenenden verursachten Horizontalkräfte über den Brückenträger zumindest teilweise ins Gleichgewicht gebracht werden, so dass die Widerlager nicht mehr wie bei konventionellen Brücken als Kragarme wirken, sondern oben und unten elastisch eingespannt sind. Dadurch werden die Stützkonstruktionen und insbesondere deren Fundamente wesentlich weniger aufwändig, vor allem bei hohen Brücken. Die erwähnten Einsparungen können insbesondere bei kurzen Brücken ins Gewicht fallen, bei welchen die Widerlager im Falle konventioneller Lagerbrücken erfahrungsgemäss oft teurer sind als der Überbau.

Andererseits können, zumindest falls hinter den Widerlagern tatsächlich derart hohe Erddrücke auftreten wie gemäss den Untersuchungen [17], [20] zu erwarten wären, bei ungünstig konzipierten Widerlagern integraler Brücken auch unwirtschaftliche Konstruktionen resultieren (siehe Nachteile, folgende Seite).

- Es besteht eine grössere Freiheit in der Wahl der Spannweiten. Einerseits sind Bauwerke mit kürzeren Randfeldern möglich, da die monolithisch verbundenen Widerlager als Gegengewicht wirken und abhebende Reaktionen kompensieren. Andererseits sind längere Randfelder möglich, wenn die Einspannung des Überbaus in die Widerlager (Rahmenwirkung) berücksichtigt wird.

- Die Systemtragfähigkeit und damit die Redundanz gegenüber unplanmässigen und aussergewöhnlichen Einwirkungen (insbesondere Erdbeben) wird erhöht, da grössere Möglichkeiten für plastische Schnittkraftumlagerungen bestehen.
- Der Fahrkomfort ist bei richtiger konstruktiver Ausbildung der Brückenenden besser, da „schlagende“ Fahrbahnübergänge entfallen. Dieser Vorteil kann jedoch bei mangelhafter Ausbildung der Brückenenden zum Nachteil werden (Muldenbildung durch Setzungen, Belagsrisse und -löcher).
- Lärmimmissionen infolge von Fahrbahnübergängen entfallen.

Die Nachteile integraler Brücken sind primär durch die bei ihrer Bemessung bestehenden Unsicherheiten begründet:

- Die meisten der Parameter, welche das Verhalten integraler Brücken massgeblich beeinflussen, sind schwierig zu quantifizieren und unterliegen grossen Streuungen (siehe Kapitel 2). Die Bemessung ist daher immer mit grösseren Unsicherheiten verbunden als bei konventionellen Brücken. Konzeption und Bemessung integraler Brücken stellen daher hohe Anforderungen an die analytischen Fähigkeiten und sind in der Regel wesentlich aufwändiger als für vergleichbare, konventionelle Brücken.
- Bei längeren, im Grundriss nicht gekrümmten Brücken mit relativ steifem Unterbau ist davon auszugehen, dass der Überbau im Gebrauchszustand infolge der Zwangsnormalkräfte reisst. Bei den heute üblichen, kräftigen Mindestbewehrungen stellt dies allerdings ein kleines Problem dar, da die Rissweiten beschränkt bleiben. Zudem wird in der Regel ohnehin eine vollflächige Abdichtung der Fahrbahnplatte vorgesehen, so dass die Rissbildung keinen nachteiligen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit hat. In der Regel sind aber bei integralen Bauwerken infolge der Zwangsnormalkräfte (Kapitel 2.6) eine stärkere Längsbewehrung und eine grössere Vorspannkraft erforderlich als bei konventionellen Brücken. Die Erstellungskosten des Überbaus für sich allein sind daher etwas grösser.
- Infolge der zyklischen Beanspruchung durch die Temperaturverformungen resultieren hinter den Widerlagern integraler Brücken, wie in Kapitel 2.3 beschrieben, erhöhte Erddrücke, für welche die Widerlager grundsätzlich zu bemessen sind. Wie bereits erwähnt, können die durch die Hinterfüllung verursachten Horizontalkräfte aber bei integralen Brücken durch den Überbau zumindest teilweise ins Gleichgewicht gebracht werden. Für Widerlagerwände lässt sich daher mit einfachen Abschätzungen zeigen, dass selbst in ungünstigen Fällen die Vorteile der Kopplung über den Brückenüberbau gegenüber den Nachteilen durch erhöhte Erddrücke überwiegen. Etwas anders liegen die Verhältnisse, wenn Flügelmauern vorgesehen werden, die nicht parallel zur Brücken- resp. Verschiebungsrichtung verlaufen. Auch diese Elemente sind im Falle integraler Brücken für höhere Erddrücke zu bemessen als bei konventionellen Brücken. Da solche Flügelmauern aber in der Regel (als horizontale Kragarme) recht weich sind, werden die Erddrücke bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Flügelmauern nicht übermässig gross. Bei (Spann-)Betonbrücken sind die Verschiebungen ohnehin primär vom Erdreich weggerichtet (Bild 12), wodurch die Problematik der grösseren Erddrücke entschärft wird.

Eine mögliche Lösung besteht grundsätzlich darin, die Flügelmauern vom Widerlager abzutrennen. Allerdings werden damit die Vorteile einer monolithischen Bauweise der Widerlager aufgegeben, und es ist daher fraglich, ob damit eine bessere Lösung erreicht werden kann.

- Neben grösseren Erddrücken haben die zyklischen Temperaturverformungen auch grössere Setzungen zur Folge. Der konstruktiven Durchbildung der Brückenenden ist daher besonderes Augenmerk zu schenken.

- Bei Pfahlfundationen in schlechtem Baugrund (schwimmende Pfähle) kann durch die zyklischen Horizontalverschiebungen der Pfähle eine Reduktion der Mantelreibung im oberen Pfahlbereich auftreten, was zu grösseren Setzungen führen kann. In solchen Fällen ist daher gewisse Vorsicht geboten.
- Auch bei Flachfundationen in setzungsempfindlichem Baugrund ist eine gewisse Vorsicht angebracht, da Setzungen nicht wie bei konventionellen Brücken durch das Nachstellen der Lager kompensiert werden können.

In vielen Fällen dürften semi-integrale Brücken die optimale Lösung darstellen. Bei geeigneter Ausbildung weisen solche Brücken praktisch alle Vorteile eines integralen Bauwerkes auf, während die genannten Nachteile grösstenteils vermieden oder zumindest stark reduziert werden können.

4.2 Entwurf und Bemessung

4.2.1 Konzeptionelle Überlegungen

Wie in den vorangehenden Kapiteln dargelegt, ist das Verhalten integraler Brücken sehr komplex und wird von etlichen Faktoren beeinflusst. In der Vergangenheit wurden verschiedene Versuche unternommen, Regeln für den Entwurf solcher Bauwerke aufzustellen [15], [16], [44], [45]. Die Resultate solcher Untersuchungen sind aber aufgrund der sehr breit gelagerten Problemstellung relativ allgemein gehalten oder aber sehr umfangreich, und bei der Anwendung auf spezifische Problemstellungen ist ein recht grosser Interpretationsspielraum vorhanden.

Es ist daher nicht möglich, hier allgemeingültige Regeln für die Konzeption integraler Brücken anzugeben, und es werden lediglich Überlegungen zum Entwurf solcher Bauwerke dargelegt. Für weiterführende Angaben wird auf die Literatur [16], [44], [45] verwiesen.

- Ein zentraler Punkt bei der Konzeption integraler Brücken ist die Ausbildung der Brückenenden. Die Widerlager sollten nicht zu steif sein, damit die Zwangsnormalkräfte im Überbau beschränkt bleiben; stark schiefe Lagerungen sind in dieser Hinsicht ungünstig und sollten vermieden werden. Andererseits sind die Brückenenden so auszubilden, dass horizontale Verschiebungen aufgenommen werden können und dass der Fahrkomfort trotz Setzungen hinter den Widerlagern gewährleistet bleibt. Bislang werden die Widerlager längerer integraler Brücken oftmals sehr ähnlich ausgebildet wie bei konventionellen Brücken oder kürzeren integralen Bauwerken. In letzterem Fall werden die Widerlager auf einer (flexiblen) Pfahlreihe fundiert, oder sie werden als Rahmentragwerke ausgebildet, bei welchen die Wände die Horizontalverschiebungen aufnehmen. Vollständig neuartige Konzepte, siehe zum Beispiel [52], werden nur selten angewendet. Hier besteht ein grosses Innovationspotential.
- Da sich Betonbrücken infolge der Langzeitverformungen des Betons primär verkürzen ist es günstiger, wenn integrale Brücken bei möglichst kalter Temperatur betoniert werden. Die zwangungswirksamen Dehnungen können damit nicht unwesentlich reduziert werden, siehe Tabelle 3. Leider ist dies aus ausführungstechnischen Gründen in vielen Fällen nur bedingt realisierbar.
- Durch eine geschickte Wahl des Bauvorganges können Zwangsschnittkräfte oftmals wesentlich reduziert werden. Dabei bestehen verschiedenste Möglichkeiten wie zum Beispiel Festpunktwechsel oder Schwindgassen. Letztere sollten möglichst spät und bei möglichst tiefen Temperaturen geschlossen werden, was oft mit vertretbarem Aufwand realisierbar ist. Dann entfällt neben den Verkürzungen infolge der Abkühlung des Betons

(abfliessende Hydratationswärme) auch ein Grossteil der Schwindverkürzungen sowie der temperaturbedingten Verkürzungen, siehe wiederum Tabelle 3. Nachteilig sind bei Schwindgassen die zusätzlichen Betonierfugen und Bewehrungsstösse, und das Aufbringen der Vorspannung wird erschwert.

- Ist der Unterbau relativ steif, so sollte der Überbau möglichst schlank ausgebildet werden (möglichst kleine Querschnittsfläche), damit die zwangserzeugende Normalkraftsteifigkeit nicht zu gross wird.
- Zur Reduktion der Steifigkeit des Unterbaus kann bei Pfahlfundationen der oberste Bereich der Pfähle mit einer weichen Ummantelung ausgeführt werden. Bei kurzen Stützen kann es sinnvoll sein, diese in den Untergrund zu verlängern, wobei ebenfalls eine weiche Ummantelung vorzusehen ist, oder sie mit aufgelöstem Querschnitt auszubilden (schlanke Doppelstützen). Solche Lösungen sind von langen monolithischen Brücken her bekannt.
- Brücken mit gekrümmtem Verlauf im Grundriss sind für die integrale Bauweise in der Regel gut geeignet, da sie den Zwängungen durch Radialverschiebungen „ausweichen“ können. Ab einer gewissen Bauwerkslänge wird eine integrale Ausbildung sogar erst durch die Krümmung im Grundriss möglich (siehe z.B. Bild 31). Bei Fussgängerbrücken kann durch eine grosse vertikale Ausrundung ein ähnlich günstiges Verhalten bezüglich Zwangsnormalkräften erzielt werden.
- Bei kleinen Spannweiten kann es sinnvoll sein, den Strassenoberbau über die Brücke durchlaufen zu lassen. Mit dieser im Bahnbau (durchlaufendes Schotterbett) verbreiteten Lösung kann die Problematik an den Brückenenden entschärft werden, da einerseits der Übergang am Brückenende weniger abrupt erfolgt und andererseits die Temperaturschwankungen im Überbau reduziert werden.
- Bei der Instandsetzung bietet es sich oftmals an, bestehende Brücken in integrale Bauwerke umzubauen, zumal Schwinden und Kriechen in der Regel abgeklungen sind und nur noch Temperaturverformungen anfallen (siehe z. Bsp. [56]).

Eine ganz entscheidende Rolle bei der Konzeption integraler Bauwerke spielt die bereits erwähnte Brückengeometrie im Grundriss (siehe Kapitel 2.7). Während bei ausreichend stark gekrümmten Brücken praktisch starre Widerlager möglich sind, treten bei geraden Brücken in jedem Fall grössere (zyklische) Längsverschiebungen bei den Widerlagern auf (siehe Kapitel 2.5). Im Vordergrund steht dann bei der Tragwerkskonzeption, neben der Berücksichtigung der Zwangsnormalkräfte im Überbau, insbesondere die Beherrschung dieser Bewegungen und der damit verbundenen Setzungen hinter den Widerlagern. Mögliche Lösungsansätze (optimierte Schleplattengeometrie, Tragschicht und Hinterfüllung) sind Gegenstand eines laufenden Forschungsprojektes [38].

4.2.2 Entwurfsregeln und konstruktive Details

National und international bestehen verschiedene Richtlinien für den Entwurf und die konstruktive Durchbildung integraler Brücken. In der Regel ist darin aber wenig mehr als der Anwendungsbereich festgelegt, also zum Beispiel die maximal zulässige Brücken- oder Bewegungslänge. In einigen Fällen werden auch Vorgaben für die konstruktive Durchbildung der Brückenenden gemacht. Nachfolgend werden einige dieser Vorschriften erörtert.

Schweiz

In der Schweiz gelten für Brücken mit Kostenbeteiligung des Bundes (in der Regel Nationalstrassen) die *Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken* des Bundesamtes für Strassen [6]. In den relevanten Kapiteln dieser Richtlinien wurde bereits in der Ausgabe 1990, also vor fast 20 Jahren, gefordert, dass kleinere Brücken oder solche von untergeordneter Bedeutung in der Regel als integrale Bauwerke ausgeführt werden:

- „Lager sind aufwendige und wegen der Kräftekonzentration empfindliche Bauteile. Grundsätzlich sollten deshalb möglichst wenig Lager angeordnet werden. Es ist immer zu prüfen, ob monolithische Verbindungen zwischen Überbau und Unterbau möglich sind.“ (Kapitel 1: Lager, Abschnitt 2.1).
- „Fahrbahnübergänge sind in der Regel nur vorzusehen, wenn die Bewegungslänge mehr als 15...30 m beträgt. Die Bewegungslänge ist der Abstand zwischen dem Bewegungsnulldpunkt des Brückenüberbaus und dem Brückenende.“ (Kapitel 3: Übergang Brücke-Strasse, Abschnitt 2).
- „Die Notwendigkeit eines Fahrbahnüberganges ist in jedem Einzelfall zu prüfen. Fahrbahnübergänge verlangen einen erheblichen Unterhaltsaufwand. Wird keiner angeordnet, ist das Auftreten von Belagsrissen im Bereich der Dilatation möglich. Solche Risse können toleriert werden, sofern die Gebrauchsfähigkeit gewährleistet ist“ (Kapitel 2: Fahrbahnübergänge, Abschnitt 1.3).

In der neueren Richtlinie *Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen* [7] bekräftigt das ASTRA in Kapitel 5.2 seine Absicht, die Anzahl Lager und Fahrbahnübergänge auf das erforderliche Minimum zu reduzieren.

Gemäss den Richtlinien [6] kann bei Brücken mit einer Bewegungslänge bis maximal 10 m auf die Anordnung von Fahrbahnübergängen und Schleppplatten verzichtet werden, falls die erwartete Setzungsdifferenz unter 15 mm liegt oder der Strassenoberbau über die Brücke geführt wird, siehe Tabelle 4. In letzterem Fall sind bei Bauwerken von untergeordneter Bedeutung auch grössere Bewegungslängen ohne Schleppplatte zulässig. In allen anderen Fällen ist eine Schleppplatte und für Bewegungslängen über 15...30 m zusätzlich ein Fahrbahnübergang vorzusehen.

Wie in Kapitel 4.3.2 gezeigt wird (Tabelle 6), wurden in der Schweiz auf der Basis dieser Richtlinien zahlreiche Brücken als integrale Bauwerke ausgeführt. Dabei handelt es sich, neben Rahmentragwerken für Unterführungen, insbesondere um Überführungen über Auto-

Bewegungslänge L	Brücke mit Abdichtung und Belag	Strassenoberbau mit Fundamentschicht über Brücke geführt
L < 10 m	ohne Schleppplatte (Typ 1) mit Schleppplatte (Typ 3)	ohne Schleppplatte (Typ 2)
10 m < L < 15...30 m	mit Schleppplatte (Typ 3)	ohne Schleppplatte (Typ 2) mit Schleppplatte (Typ 4)
L > 15...30 m	Mit Schleppplatte und Fahrbahnübergang (Typ 5)	in der Regel unwirtschaftlich

Tabelle 4 – Ausführungstypen für den Übergang Brücke-Strasse [6].

bahnen, welche als V-Stiel-Brücken oder Sprengwerke ausgebildet wurden. Solche Bauwerke wurden insbesondere im Zuge des Autobahnbaus (1960/70) erstellt, oftmals als Typenlösungen für ganze Autobahnabschnitte und teilweise unter Einbezug vorfabrizierter Elemente.

In Bild 24 sind die entsprechenden konstruktiven Details für Brückenenden mit Schleppplatte gemäss [6] angegeben. Semi-integrale Lösungen, entweder mit Fahrbahnübergang oder mit Lagern, sind in diesen Richtlinien nicht vorgesehen; aufgrund der positiven Erfahrungen mit solchen Lösungen sollten die Richtlinien [6] bei einer Überarbeitung mit Lösungsvorschlägen für semi-integrale Brücken ergänzt werden. Bei Brücken mit einer Bewegungslänge > 15...30 m ist nach dem heutigen Stand der Richtlinien ein Fahrbahnübergang gemäss Bild 24 (d) anzuordnen; bei Bewegungslängen im Bereich 15...30 m ist die Anordnung eines Fahrbahnüberganges je nach der Bedeutung des Bauwerks und Verkehrslaufkommen erforderlich. Integrale Brücken können somit grundsätzlich eine maximale Länge von 30...60 m aufweisen. In der Praxis wurde der Anwendungsbereich für integrale und semi-integrale Brücken in den letzten Jahren deutlich erweitert.

Bei Fahrbahnübergängen mit geringem Dehnweg wird, zum Beispiel im Kanton Solothurn, oft auf die Anordnung eines (in der Regel aufwändigen) Widerlageranges gemäss Bild 24 (d) verzichtet. Die sichere Ableitung des trotz „wasserdichtem“ Fahrbahnübergang durchdringenden Wassers wird in diesem Fall durch eine an beiden Abschlussprofilen befes-

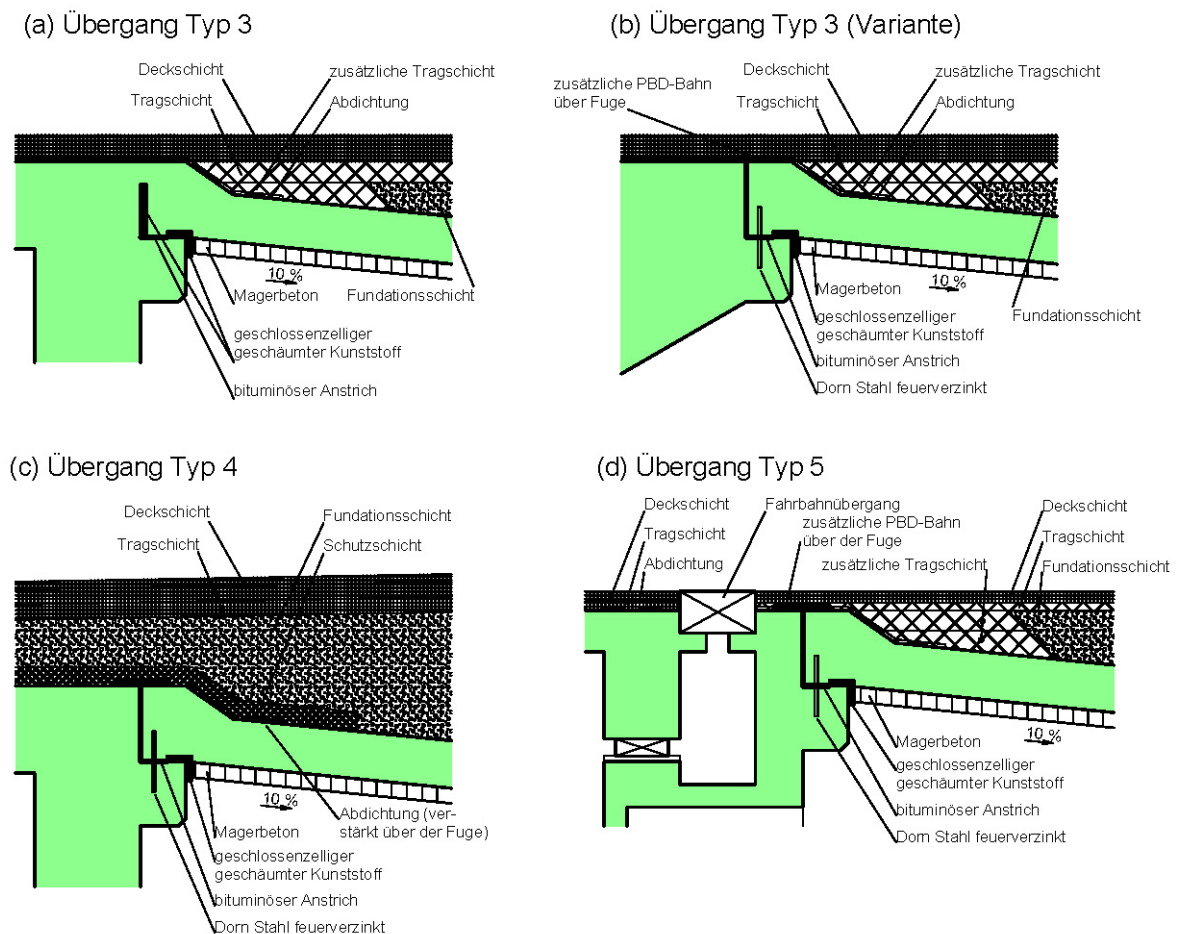


Bild 24 – Konstruktive Details für Brückenenden mit Schleppplatten gemäss Richtlinien des Bundesamtes für Strassen [6]: (a) bis (c) Brücken mit Bewegungslängen bis maximal 30 m; (d) Übergang mit Fahrbahnübergang für längere Brücken.

tigte Rinne (V-Rinne aus nichtrostendem Stahl, bei sehr kleinen Dehnwegen Halbschale aus Kunststoff) gewährleistet. Besonderes Augenmerk ist dabei der Dauerhaftigkeit und der Spülbarkeit der Rinne zu schenken. Üblicherweise werden daher beide Stirnseiten (Abschalung Brückenplatte und WL) mit nichtrostenden Blechen geschützt und die Rinne wird unter geschweissten Winkelprofilen, ebenfalls aus nichtrostendem Stahl, befestigt. Solche Lösungen sind wegen der geringen Erstellungskosten interessant, insbesondere bei der Instandsetzung bestehender Fahrbahnübergänge ohne Widerlagengang. Zu beachten ist jedoch, dass die V-Schale aus Stahl gewisse Lärmimmissionen zur Folge haben kann.

Einzelne Kantone verfügen über weiterführende Richtlinien für (semi-)integrale Brücken. Am konkretesten sind die Projektierungsgrundlagen des Tiefbauamtes Graubünden, welche Vorgaben für semi-integrale Brücken (Bild 25), integrale Lehenbrücken (Bild 26) und integrale Rahmenbrücken enthalten (Bild 27).

Bei der semi-integralen Lösung gemäss Bild 25 werden zwar Lager, aber kein Fahrbahnübergang angeordnet. Dieser Brückentyp wird im Kanton Graubünden heute auch für relativ

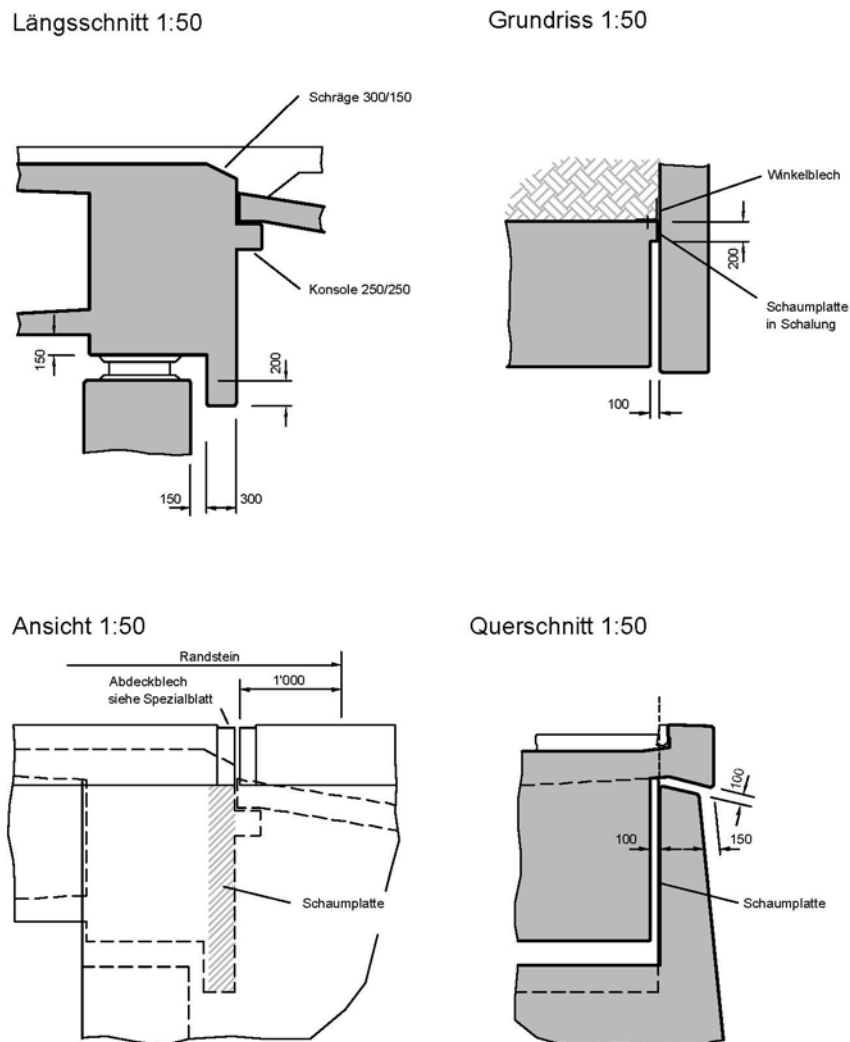


Bild 25 – Konstruktive Details für Brückenenden gemäss Projektierungsgrundlagen Kunstbauten des Tiefbauamtes Graubünden [53] für semi-integrale Brücke mit Lagern aber ohne Fahrbahnübergang.
 Bemerkung: Abbildung in reduzierter Grösse, nicht massstabsgetreu.

lange (bis etwa 100 m), vorgespannte Brücken mit grösseren Spannweiten angewendet, da er sich in den rauen klimatischen Bedingungen mit intensiver Beanspruchung durch Tausalze gut bewährt hat. Weil auf einen Fahrbahnübergang verzichtet wird, ist ein Eindringen von tausalzbehaftetem Wasser in die Konstruktion praktisch verhindert. Dadurch sind die Lager geschützt, und da diese von der Vorderseite ausgewechselt werden können und kein Fahrbahnübergang vorhanden ist, kann auf eine aufwändige begehbare Widerlagerkonstruktion verzichtet werden. Diese Brücken sind in der Regel schwimmend gelagert, so dass pro Widerlager nur die halben Längenänderungen des Überbaus aufgenommen werden müssen. Ausgeführte Beispiele dieses Brückentyps sind in Kapitel 4.3.2 dargestellt (Bild 32).

Bei den Lehenbrücken (Bild 26) werden heute nicht nur im Kanton Graubünden auch sehr lange Bauwerke als integrale Brücken erstellt. Oft handelt es sich dabei um Strassenverbreiterungen, bei welchen die neue, schlaff bewehrte Lehenbrücke vor einer bestehenden Stützkonstruktion verläuft. Ausgeführte Beispiele dieses Brückentyps sind ebenfalls in Kapitel 4.3.2 dargestellt (Bild 33).

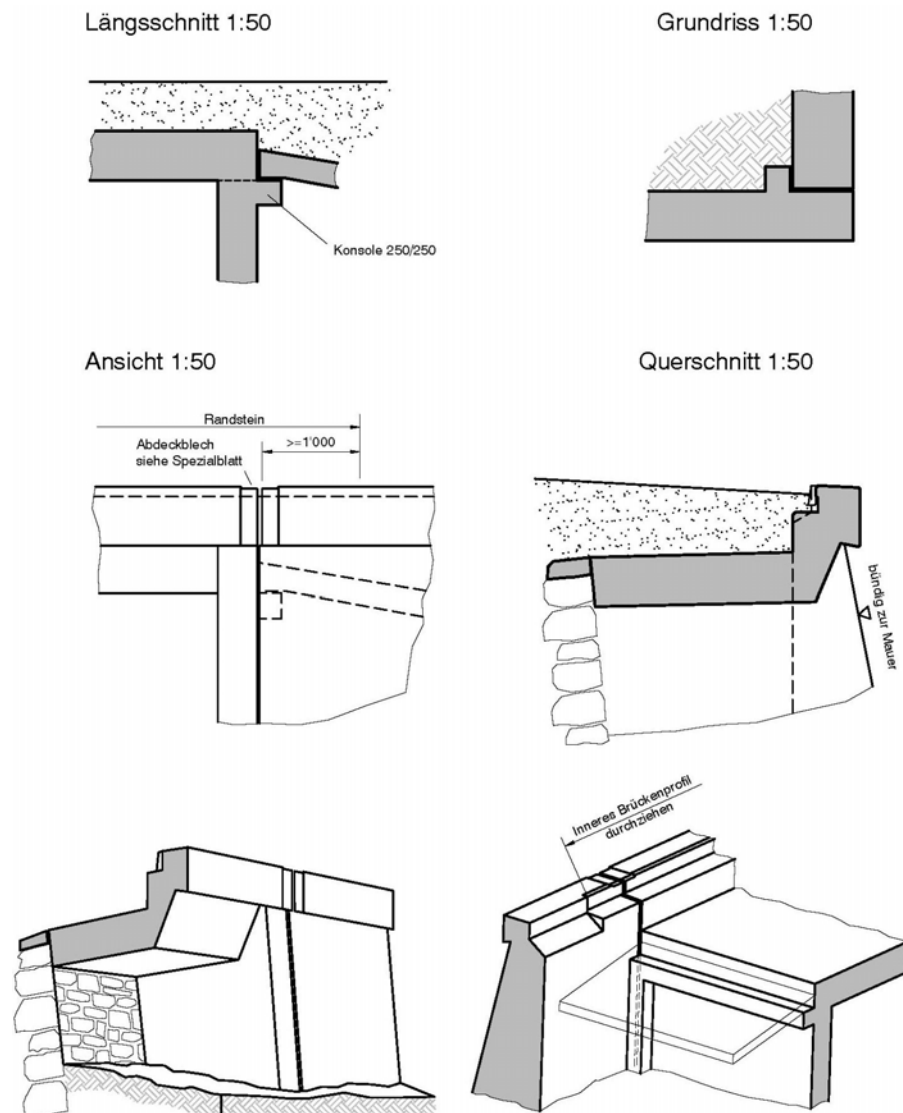


Bild 26 – Konstruktive Details für Brückenenden gemäss Projektierungsgrundlagen Kunstbauten des Tiefbauamtes Graubünden [53] für integrales Brückenende einer Lehenbrücke.

Bemerkung: Abbildung in reduzierter Grösse, nicht massstabsgetreu.

Auch Rahmenbrücken werden in der Regel nicht nur im Kanton Graubünden, sondern in den meisten Kantonen integral ausgebildet, mit Schleppplatten etwa entsprechend der Lösung in Bild 27 (oder mit etwas höher liegender Schleppplatte gemäss Bild 24 a).

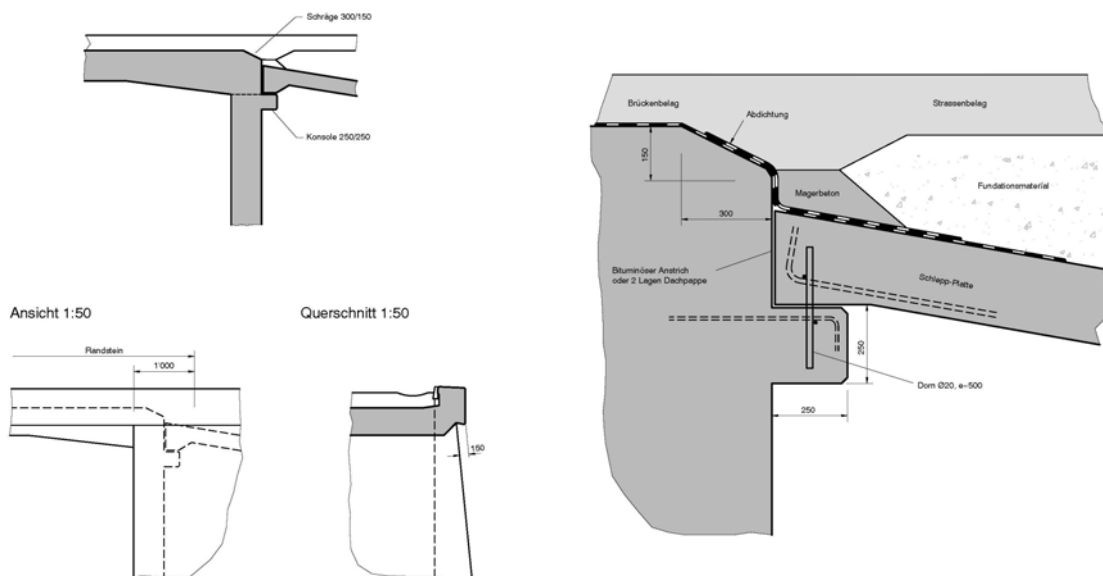
International

International werden für die gleiche Problemstellung zum Teil stark abweichende konstruktive Lösungen verwendet.

In der Kanadischen Provinz Alberta erfolgt die Projektierung gemäss den *Bridge Structure Design Criteria*, welche im Anhang [4] Empfehlungen für den Entwurf und die Bemessung integraler Brücken angeben. Es werden konstruktive Details für die Ausbildung von Brückendenen mit oder ohne Bewegungsfugen (am Schleppplattenende) je nach Brückenlänge angegeben, siehe Bild 28. Die Widerlager sind in der Regel relativ weich, da sie auf gerammten H-Profil-Pfählen gelagert werden.

Die in Bild 28 angegebenen Brückendenen sind für folgende Bauwerkslängen vorgesehen: (a) Beton bis 50 m, Stahl bis 40 m; (b), (c) Beton 50 bis 100 m, Stahl 40 bis 75 m. Für längere Brücken ist eine Lösung analog Bild 28 (c) zulässig, wobei dann ein grösseres, in der Regel mit einer Pfahlfundation versehenes rückwärtiges Streifenfundament mit einem konventionellen Fahrbahnübergang anstelle des vorgedrückten Dichtbandes zwischen Streifenfundament und Schleppplatte vorzusehen ist.

Ein Vorteil von Lösungen mit hochliegender Schleppplatte gegenüber der in der Schweiz üblichen Ausbildung besteht allenfalls darin, dass allfällige Undichtigkeiten primär am rückwärtigen Schleppplattenende, also weiter vom eigentlichen Bauwerk entfernt, auftreten. Tendenziell sollte dagegen die tiefliegende Schleppplatte gemäss Bild 24 besser in der Lage sein, die Horizontalverschiebungen aufzunehmen als eine hochliegende Schleppplatte, welche die effektive Bewegungslänge grundsätzlich bis zum Schleppplattenende vergrössert und die Bewegungen an dieser Stelle konzentriert. Zudem ist eine hoch liegende Schleppplatte (insbesondere mit Fahrbahnübergang am Ende) fragwürdig, weil sie keine stetige



**Bild 27 – Konstruktive Details für Brückendenen gemäss Projektierungsgrundlagen Kunstbauten des Tiefbauamtes Graubünden [53]: integrales Brückেনende einer Rahmenbrücke (links), Detail Abdichtung und Schleppplatte (rechts).
Bemerkung: Abbildung in reduzierter Grösse, nicht masstabsgetreu.**

Zunahme der Tragfähigkeit vom Strassenkörper zum Bauwerk gewährleistet, was eine der Hauptaufgaben einer Schleppplatte ist. Trotz diesen Nachteilen sind die Erfahrungen mit Fahrbahnübergängen gemäss Bild 28 anscheinend überwiegend positiv [4], [25], was allerdings auch mit den unterschiedlichen Ansprüchen an den Fahrkomfort erklärt werden könnte. Für Hochleistungsstrassen dürften solche Lösungen jedenfalls kaum tauglich sein.

Integrale Brücken in den USA werden in der Regel sehr ähnlich ausgebildet wie in Bild 28. Gemäss einer Erhebung von Kunin und Alampalli [29] über integrale Brücken bestehen jedoch in den einzelnen Bundesstaaten recht unterschiedliche Entwurfskriterien, was die zulässigen Brückenlängen angeht, siehe Tabelle 5 (ausgeführte Brücken siehe Tabelle 8).

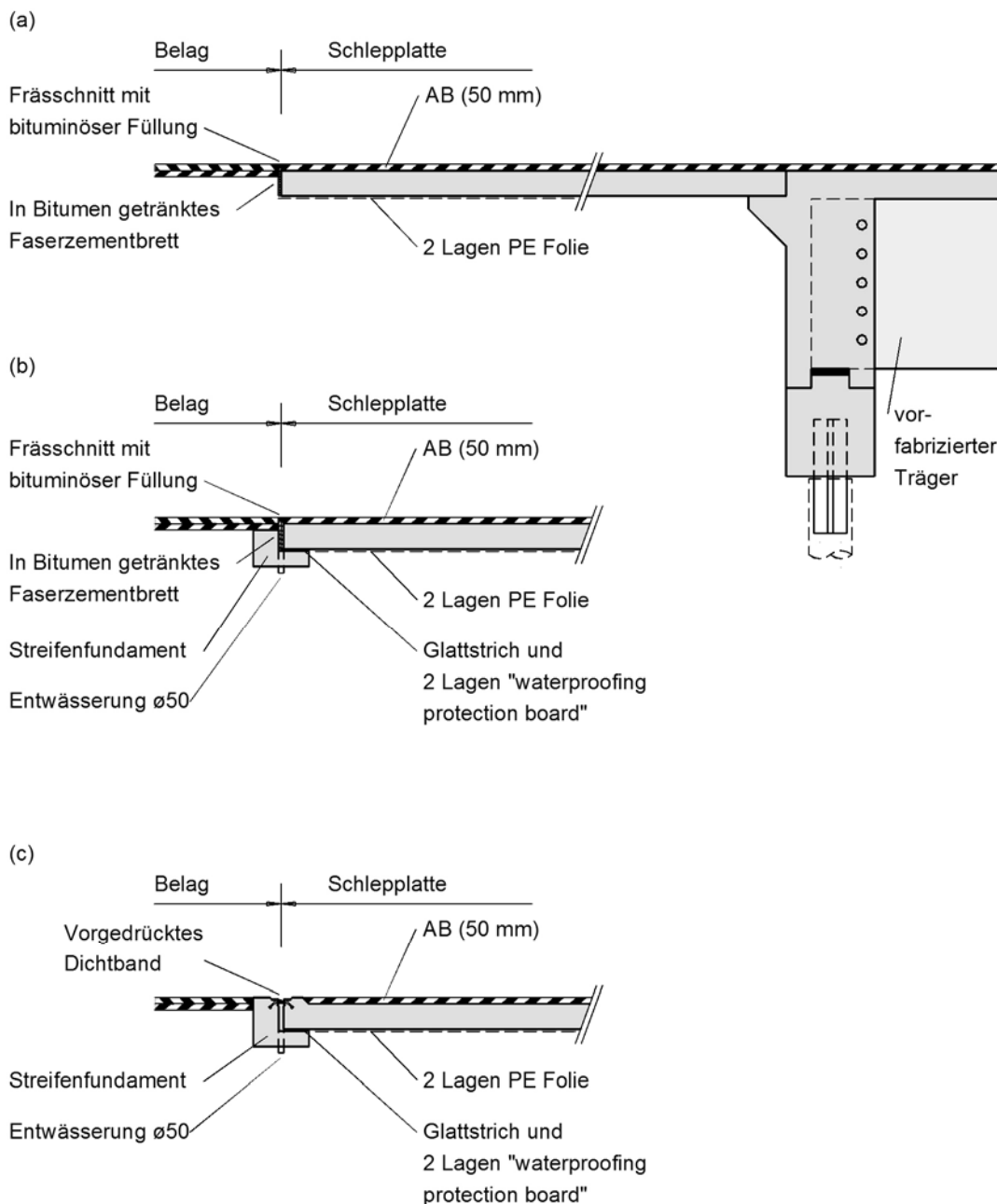


Bild 28 – Konstruktive Details für die Ausbildung von Brückenenden nach Richtlinien des Alberta Transportation Service [4].

Bundesstaat	Zulässige Temperaturverschiebung [mm]	Maximal zulässige Länge [m]			Maximal zulässige Schiefe [°]
		Stahlträger	Vorfabr. Beton	Ortsbeton	
Alaska	–		61.0		30.0
Arkansas	–	91.5	91.5		15
California	13	31.1	50.9	50.9	21
Colorado	102	91.5	183.0	152.5	unbegrenzt
Georgia	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt	30
Illinois	unbegrenzt	83.9	114.4	114.4	30
Iowa	implizit (Länge)	unbestimmt	152.5	152.5	30
Kansas	51	91.5	152.5	152.5	45
Kentucky	unbegrenzt	91.5	122.0	122.0	30
Maine	95	90.0	150.0	150.0	25
Maryland	25		18.3		30
Massachusetts	implizit (Länge)	99.1	99.1	99.1	30
Michigan	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt	30
Minnesota	unbegrenzt	61.0	61.0	61.0	20
Nevada	25	76.3	122.0	122.0	20 bis 45
New Hampshire	38	45.8	24.4		10
New York	implizit (Länge)	140.0	140.0	140.0	30
North Dakota	implizit (Länge)	122.0	122.0	48.8	30
Oklahoma	–	91.5	122.0	–	0
Oregon	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt	45
Pennsylvania	51	91.5-122.0	122.0	unüblich	20
Quebec	unbegrenzt	–	78.1	–	20
South Dakota	implizit (Länge)	106.8	213.5	213.5	30
Tennessee	51	130.8	244.0	244.0	unbegrenzt
Vermont	implizit (Länge)	24.4			15
Virginia	38	91.5/45.8	152.5/79.3	–	30
Washington	unbegrenzt	unbegrenzt	106.8	61.0	30
West Virginia	51	implizit (Verschiebungen)	30		
Wyoming	50	100.0	130.0	100.0	45

Tabelle 5 – Übersicht über Entwurfsrichtlinien für integrale Brücken in den USA [29].

In England ist für die Projektierung von Strassenbrücken das *Design Manual for Roads and Bridges* [11], [12] (zur Zeit in Überarbeitung) verbindlich. Dieses schreibt in Teil 7, Kapitel 2.3 vor, dass Brücken bis zu einer Länge von 60 m grundsätzlich als integrale Bauwerke auszubilden sind, es sei denn, sie weisen eine sehr schiefe Lagerung (über 30°) auf oder es sprechen besondere Umstände dagegen. Teil 12 des Manuals „The Design of Integral Bridges“ behandelt spezifisch den Entwurf und die Bemessung integraler Brücken. Neben allgemeinen Entwurfsregeln werden unter anderem die nominellen Widerlagerverschiebungen auf ± 20 mm begrenzt. Die Widerlager werden grundsätzlich ohne Schleppplatte ausgeführt, dafür aber mit einer grosszügigen Hinterfüllung mit Wandkies (bei vertikaler Widerlagerwand 45° ab rückwärtigem Fundamentende), siehe Bild 29.

Weniger stark von der Schweizer Praxis unterscheiden sich die in Deutschland üblichen Lösungen. In Bild 30 sind die Richtlinien des Bundeslandes Hessen für Brückenenden integraler Bauwerke dargestellt [2]. Für grosse Brückenlängen kommt wie in Nordamerika ein Fahrbahnübergang zum Einsatz, welcher im vorliegenden Fall jedoch nicht zwischen Schleppplatte und Strasse, sondern zwischen dem Bauwerksende und der Schleppplatte angeordnet ist. Eine solche Lösung könnte für Bewegungslängen über 30 m grundsätzlich auch mit einem Übergang gemäss Bild 24 (a) oder (b) kombiniert werden, um Bewegungslängen über 30 m aufnehmen zu können.

Auch in Österreich existieren zahlreiche integrale Brücken. Eine eintsprechende Richtlinie ist in Bearbeitung [22].

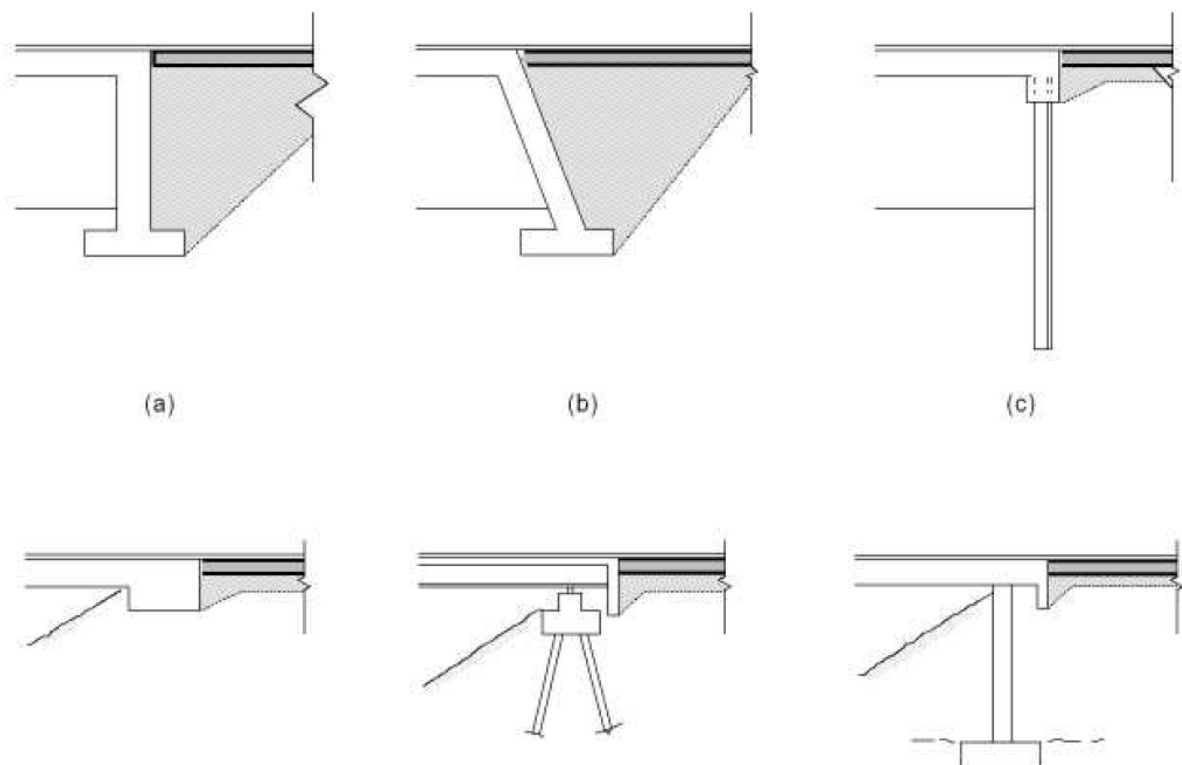


Bild 29 – Richtlinien für die Ausbildung der Widerlager integraler Brücken in England gemäss dem „Design Manual for Roads and Bridges“ [11].

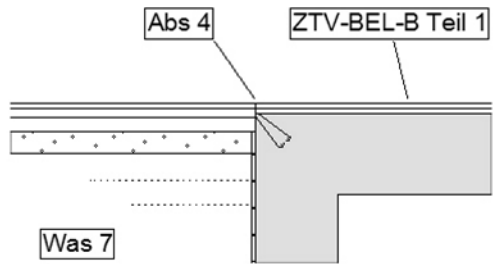
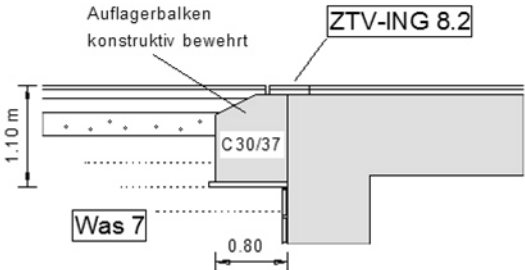
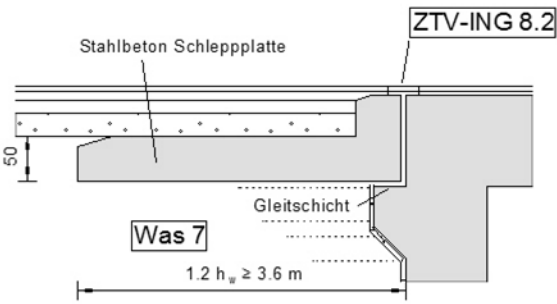
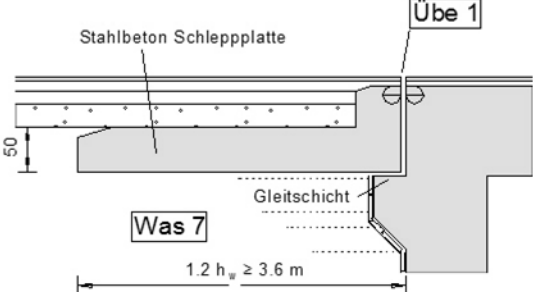
Bauart	Übergang Bauwerk - Hinterfüllung	Dehnweg [mm]	Bauwerkslänge	
			Spannbeton [m]	Stahlbeton [m]
Integrale Brücke	nach RIZ Abs 4 ohne bes. Massnahmen 	≤ 10	≤ 15	≤ 18
	Übergang aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2 	≤ 20	≤ 30	≤ 35
	Übergang aus Asphalt mit Schleppplatte 	$-12.5 \leq s_h \leq 25$	≤ 50	≤ 60
	Dehnfuge nach RIZ Übe 1, Schleppplatte 	65	≤ 90	≤ 105

Bild 30 – Konstruktive Details für Brückenenden gemäss Richtlinien des Bundeslandes Hessen [2].

4.2.3 Bemessung

Die Bemessung integraler Brücken ist in der Regel anspruchsvoller und aufwändiger als für vergleichbare, konventionelle Brücken. Eine zutreffende Erfassung des Tragverhaltens wird durch die grosse Anzahl an Einflussgrössen (siehe Kapitel 2), die mit der Festlegung ihrer Werte verbundenen Unsicherheiten und die gegenseitige Abhängigkeit verschiedener Parameter erschwert.

Die Berücksichtigung der Zwangsnormalkräfte beim Tragsicherheitsnachweis wird in verschiedenen heutigen Normen [9], [13], [18], [19], [39], [40], [41], [42] nur am Rande behandelt. Grund dafür ist, dass in der Regel davon ausgegangen werden kann, dass das Tragwerk ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweist, um Zwangsbeanspruchungen im Bruchzustand abbauen zu können. Zwängungen müssen dann im Grenzzustand der Tragsicherheit nicht berücksichtigt werden, zumindest aber spielt die genaue Grösse, mit welcher sie in den Tragsicherheitsnachweis einfließen, eine untergeordnete Rolle, da die Traglast bei ausreichendem Verformungsvermögen nicht von Eigenspannungszuständen abhängt.

Bei integralen Brücken trifft diese Annahme aber in der Regel nicht zu. Die bei einem Querschnittsversagen auftretenden Verformungen in Brückenlängsrichtung reichen, ausser bei kurzen, gedungenen einfeldrigen Brücken, nicht aus, um die Zwangsnormalkräfte im Überbau abzubauen. Diese Kräfte beeinflussen die Traglast daher massgeblich.

Gewisse Anhaltspunkte zur Berücksichtigung von Zwangsnormalkräften findet man bei Geschossdecken im Hochbau. Wie bereits in Kapitel 2.6 erwähnt, ist es bei der Bemessung von Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund [48] üblich, die günstige Wirkung der Normalkräfte infolge Vorspannung beim Nachweis der Tragsicherheit zu vernachlässigen, da nicht mit ausreichender Sicherheit gewährleistet werden kann, dass sie im Bruchzustand mobilisiert werden können. Grundsätzlich stellt sich die Frage nach der Berücksichtigung der Zwängungsnormalkräfte (Zug) auch bei schlaff bewehrten Geschossdecken von Hochbauten mit mehreren aussteifenden Treppenhauskernen, wobei dort die behinderten Verkürzungen natürlich wesentlich kleiner sind als im Brückenbau (keine Temperaturschwankungen, in der Regel dünne Elemente mit entsprechend kleiner Hydratationswärme).

Dennoch lässt sich festhalten, dass konkrete Richtlinien und Erfahrungen für die Berücksichtigung von Zwangsnormalkräften beim Tragsicherheitsnachweis integraler Brücken weitgehend fehlen. Mit den nachfolgenden Ausführungen soll ein möglicher Weg zur Bemessung solcher Bauwerke aufgezeigt werden, wobei aufgrund der fehlenden Richtlinien ein grosser Interpretationsspielraum besteht, so dass zahlreiche vom dargestellten Weg abweichende Lösungsmöglichkeiten bestehen, die im konkreten Fall zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können.

Zunächst einmal stellt sich die Frage, mit welchen Kennwerten die Einwirkungen in der Berechnung berücksichtigt werden sollen. Bei den Verkürzungen infolge des elastischen Anteils der Vorspannung und infolge Temperatur ist dies noch relativ einfach (Kapitel 2.2.1 und 2.2.2), gewisse Fragezeichen bestehen einzig bei der Quantifizierung der Abkühlung infolge abfliessender Hydratationswärme. Bei den durch das viskose Verhalten des Betons verursachten Längenänderungen ist die Ausgangslage dagegen um einiges komplexer. In Anbetracht der grossen Streuungen der Kriech- und Schwindbeiwerte (Kapitel 2.2.3) scheint es jedoch angezeigt, bei der Berechnung von oberen 5%-Fraktilwerten (charakteristische Werte) auszugehen, welche gemäss [9], [19] im Mittel um 35% (Kriechen) resp. 58% (Schwinden) über den entsprechenden Mittelwerten gemäss Tabelle 2 liegen. Andererseits sollte dann auch der entsprechend grössere Abbau von Zwangsnormalkräften durch Relaxation (Kapitel 2.2.5) angesetzt werden können. Eine Kombination von oberen charakteristischen Werten für Kriechen und Schwinden mit unteren charakteristischen Werten für das Relaxati-

onsvermögen wäre zumindest im Falle des Kriechens physikalisch sinnlos, da beide Phänomene durch die gleichen Parameter beeinflusst werden, in jedem Fall aber zu stark auf der sicheren Seite liegend.

Sind die Einwirkungen festgelegt, muss die Steifigkeit des Überbaus und der einzelnen Elemente des Unterbaus bestimmt werden (Kapitel 2.3). Der Elastizitätsmodul des Betons sollte dabei vorsichtig gewählt (oberer charakteristischer Wert) oder aus Versuchen bestimmt werden. Auch beim Baugrund sollte grundsätzlich von oberen charakteristischen Werten für die Steifigkeit ausgegangen werden, wobei eine Kombination von solchen Werten mit der Verwendung des Wiederbelastungsmoduls eher zu konservativ scheint. Wichtig ist in jedem Fall, dass die Widerlager und Stützen nicht als starre Elemente eingeführt werden, da in einem solchen Modell unrealistisch grosse Zwangsnormalkräfte resultieren. Bereits bei relativ steifem Unterbau ist die Reduktion der Zwangsnormalkräfte gegenüber dem unrealistischen Modell mit rechnerisch starrer Lagerung beträchtlich.

Eine allfällige Begrenzung der Zwangsnormalkräfte im Überbau durch den Gleitwiderstand der Widerlager ist zu berücksichtigen, indem die Zwängungen auf diesen Wert begrenzt werden. Bei der Ermittlung des Gleitwiderstandes ist neben der Sohlreibung auch der Widerstand der Flügelmauern zu berücksichtigen, und der Reibungswinkel sollte mit seinem oberen charakteristischen Wert berücksichtigt werden. Günstig wirkende Erddrücke aus Hinterfüllungen können dabei mit einem vorsichtig gewählten Wert berücksichtigt werden, beispielsweise mit dem Beiwert $K_{h,min}$ für den minimalen Erddruck gemäss Kapitel 2.3.2.

Nachdem die Einwirkungen und das statische System festgelegt sind, müssen noch die Lastbeiwerte für die Einwirkungen festgelegt werden. Hierzu finden sich in einigen internationalen Normen konkrete Angaben. So beträgt nach Eurocode [19], Ziffer 2.3.3.1 der Teilsicherheitsbeiwert für Zwangsbeanspruchungen im Grenzzustand der Tragsicherheit bei nichtlinearer Schnittgrössenermittlung 1.5, bei linearer Schnittgrössenermittlung 1.2. Nach DIN 1045-1 [13] betragen die entsprechenden Beiwerte 1.5 resp. 1.0. In den aktuellen Schweizer Normen [39], [40], [41], [42] existieren keine expliziten Angaben, grundsätzlich könnte man aber die gleichen Lastbeiwerte einsetzen wie für andere Einwirkungen, also 1.35 für ständige oder 1.50 für veränderliche Einwirkungen (GZ Typ 2, Tragsicherheit des Tragwerks und seiner Teile). Welcher dieser beiden Werte im vorliegenden Fall für die ständigen Einwirkungen mit veränderlichem Wert (Kriechen, Schwinden) verwendet werden soll, ist unklar, aber da diese Einwirkungen bereits als obere charakteristische Werte festgesetzt wurden, scheint ein Beiwert von 1.35 angemessen. Auch bei der elastischen Verkürzung infolge Vorspannung scheint ein Faktor 1.35, bei der Temperatur als veränderlicher Einwirkung dagegen ein Faktor 1.50 sinnvoll.

Schliesslich ist noch die Frage zu klären, welche Einwirkungen gemeinsam als Leit- oder Begleiteinwirkungen anzusetzen sind. Betrachtet man die Temperatur als veränderliche Einwirkung, Schwinden, Kriechen und elastische Verkürzung infolge Vorspannung dagegen als ständige Einwirkungen, so ist die Temperatur als Leiteinwirkung mit einem Faktor von 1.5 gemeinsam mit allen anderen zwangserzeugenden Einwirkungen (Schwinden, Kriechen, elastische Verkürzung) als ständige Einwirkungen gemeinsam mit einem Faktor 1.35 anzusetzen. Dies ist grundsätzlich vergleichbar mit der Ermittlung der erforderlichen Lagerwege konventioneller Brücken gemäss Richtlinien des Bundesamtes für Strassen [6], wo zwei Fälle zu untersuchen sind: Entweder sind die Temperaturverschiebungen mit einem Faktor 1.5 und alle weiteren Verschiebungen (Schwinden, Kriechen, elastische Verkürzung) mit einem Faktor 1.3 einzusetzen, oder aber die Temperaturverschiebungen mit einem Faktor 0.8 und alle weiteren Verschiebungen mit einem Faktor 1.5.

Die Überlagerung mit den weiteren zu berücksichtigenden Einwirkungen (vertikale ständige und veränderliche Einwirkungen, Bremskräfte etc.) kann grundsätzlich gemäss den jeweiligen Normvorschriften erfolgen. Nach den aktuellen Schweizer Normen [39], [40] sind dabei

alle ständigen Einwirkungen mit einem Faktor von 1.35 (ungünstig wirkend) resp. 0.8 (günstig wirkend) zusammen mit einer veränderlichen Leiteinwirkung (Faktor 1.5) und einer veränderlichen Begleiteinwirkung anzusetzen.

Das Verhalten im Gebrauchszustand kann in der Regel mit für zwangsbeanspruchte Tragwerke üblichen Verfahren, basierend auf den Mittelwerten der Materialeigenschaften und der Einwirkungen, abgeschätzt werden. Während bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragsicherheit die Unsicherheiten durch die Verwendung vorsichtig gewählter Werte (obere resp. untere charakteristische Werte) und ausreichender Sicherheitsfaktoren abgedeckt werden können, muss im Gebrauchszustand eine gewisse Abweichung des Tragwerksverhaltens akzeptiert werden, es sei denn, es würden verschiedene Analysen (zum Beispiel mit oberen und unteren charakteristischen Werten der massgebenden Parameter) durchgeführt.

Die obigen Ausführungen beziehen sich primär auf die Bemessung des Überbaus, wo in der Regel die maximale Zwangsnormalkraft (Zugkraft im Überbau) für die Bemessung massgebend wird, so dass ein oberer Grenzwert der Überbauverkürzungen gesucht wird. Für die Bemessung des Unterbaus und insbesondere der Widerlager ist auch ein oberer Grenzwert der Überbauverlängerungen zu untersuchen, bei welchem die maximale Beanspruchung durch die Hinterfüllung auftritt. Hierbei sind die infolge der zyklischen Beanspruchung erhöhten Erddrücke gemäss Kapitel 2.3 zu berücksichtigen, deren Quantifizierung mit ähnlichen Unsicherheiten verbunden ist wie bei den Langzeiteffekten.

Semi-integrale Brücken weisen bei geeigneter Ausbildung deutlich geringere Zwangsnormalkräfte im Überbau auf als integrale Bauwerke. In solchen Fällen kann die Bemessung oftmals mit auf der sicheren Seite liegenden Näherungen für die Zwangsschnittgrössen durchgeführt werden, ohne dass dies zu unwirtschaftlichen Lösungen führt.

4.3 Ausgeführte Bauwerke

4.3.1 Allgemeines

Aufgrund der unterschiedlichen Praxis in den verschiedenen Ländern und fehlender Publikationen ist es nicht möglich, im Rahmen dieses Berichtes einen umfassenden Überblick über bisher gebaute integrale Brücken zu geben. Das vorliegende Kapitel beschränkt sich daher auf einen Überblick über ausgeführte (semi-)integrale Brücken in der Schweiz, mit einigen ausgewählten Beispielen, sowie einen summarischen Überblick über integrale Brücken in Nordamerika und Finnland.

4.3.2 Ausgeführte integrale Brücken in der Schweiz

Der Bestand an integralen Brücken in der Schweiz wurde anhand einer Abfrage der Kunstbauten-Datenbank des Bundesamtes für Strassen [5] überprüft (Suche nach Beton- und Stahlbetonbrücken ohne Lager und Fahrbahnübergänge). In dieser Datenbank sind grundsätzlich alle Bauwerke des Nationalstrassennetzes (inkl. Über- und Unterführungen) mit einer Spannweite über 5 m erfasst; teilweise sind aber auch kürzere Bauwerke eingetragen. Die Resultate der Abfrage wurden einer Plausibilitätskontrolle unterworfen und fragliche Objekte – insbesondere diejenigen mit grosser Länge – wurden einzeln nachgeprüft. Aufgrund dieser Kontrolle wurden einige Bauwerke aus der Liste eliminiert.

Es verblieben schliesslich 1659 integrale Brücken, was über 40% der insgesamt rund 4000 in der Datenbank erfassten Brücken entspricht. Die Resultate sind in Tabelle 6 für Beton- und Spannbetonbauwerke (total 1524 Brücken) zusammengestellt.

Kanton	Stahlbetonkonstruktion				Spannbetonkonstruktion			
	Anzahl	L _{mittel} [m]	L _{max} [m]	s(L) [m]	Anzahl	L _{mittel} [m]	L _{max} [m]	s(L) [m]
AG	69	15.3	148.9	20.4	2	46.0	46.0	
BE	153	24.5	524.6	59.8	34	41.1	91.1	23.9
BL	20	14.9	51.2	15.3	3	29.2	54.7	22.2
FR	34	39.4	118.7	19.4	14	51.1	57.8	6.0
GE	9	36.0	88.0	31.0	3	43.9	48.1	7.2
GL	28	30.7	200.0	41.3				
GR	172	12.6	126.0	12.9	25	64.7	529.6	99.7
JU	15	91.5	430.0	137.1	9	35.0	66.1	21.1
LU	51	15.9	233.0	32.2	1	26.0	26.0	
NE	20	39.3	350.0	81.8				
NW	24	87.6	257.0	82.3	2	68.0	82.3	20.3
OW	29	16.3	31.1	7.6	3	33.0	45.0	11.5
SG	85	22.5	98.9	21.7	26	35.2	58.4	18.8
SH	5	16.7	27.2	9.5				
SO	20	35.0	100.0	18.8	4	42.2	51.3	6.8
SZ	43	10.6	42.6	6.8	2	49.7	51.4	2.4
TG	27	9.1	13.3	2.2	8	34.6	75.9	19.6
TI	124	8.7	207.3	19.7	12	35.9	60.0	20.5
UR	38	35.9	136.0	25.9	1	54.2	54.2	
VD	120	36.9	124.9	25.6	25	35.4	57.8	15.3
VS	94	21.2	198.0	29.7	8	36.3	65.0	17.6
ZG	8	21.6	40.0	10.1				
ZH	117	27.8	189.4	29.3	37	42.6	72.4	15.2
Total	1'305	23.8	524.6	38.65	219	42.4	529.6	37.7

Tabelle 6 – Integrale Brücken des Nationalstrassennetzes nach Kantonen [5].
Anzahl, mittlere und maximale Länge sowie Standardabweichung der Länge.
(Stand 2008; Kanton BS: keine integralen Beton-/Spannbetonbrücken;
Kantone AI, AR: keine Nationalstrassen)

Man erkennt, dass es sich bei der Mehrzahl der Objekte um schlaff bewehrte Betonbrücken handelt. Bei den sehr langen Bauwerken handelt es sich mehrheitlich um Lehnbrücken mit kurzen Spannweiten, bei welchen die Problematik des Einflusses der Zwangsnormalkräfte auf die Tragsicherheit weniger ins Gewicht fällt. Für solche – ähnlich wie Stützmauern und Schutzgalerien – quasi kontinuierlich längsbehinderte Bauwerke hat das ASTRA grundsätzlich die fugenlose Bauweise mit teilweise erhöhter Längsbewehrung zugelassen. Wie die nachfolgend aufgeführten Beispiele aus dem Kanton Graubünden illustrieren, existieren in der Schweiz auch auf dem Kantons- und Gemeindestrassennetz zahlreiche integrale Bauwerke dieses Typs.

Bei den vorgespannten integralen Bauwerken handelt es sich, wie bereits in Kapitel 4.2.2 erwähnt, primär um Rahmentragwerke für Unterführungen und Überführungen über die Autobahnen (V-Stiel-Brücken, Sprengwerke), welche in der Schweiz seit Jahrzehnten als integrale Bauwerke ausgebildet werden.

Die wohl bekannteste integrale Brücke der Schweiz ist die Sunnibergbrücke (Bild 31) der Umfahrung Klosters im Kanton Graubünden. Bei diesem Bauwerk resultieren im Überbau trotz der grossen Länge von insgesamt fast 530 m nur geringe Zwangsbeanspruchungen infolge behinderter Längsverformungen, da das Bauwerk im Grundriss stark gekrümmt ist (siehe Kapitel 2.7) und der Überbau sowie die Stützen in Querrichtung relativ weich sind. Andererseits gewährleistet der gekrümmte, in beiden Widerlagern eingespannte Überbau die Stabilisierung der Brücke in Querrichtung (Wind, Erdbeben). Zu bemerken ist, dass infolge der Zwängung im Grundriss in den Kordons der Brücke grössere Risse auftreten, als bei einer konventionellen Brücke zu erwarten wären. Sollen die Konsolköpfe nicht als Verschleissteile betrachtet werden, müssen in solchen Fällen geeignete Massnahmen ergriffen werden.



*Bild 31 – Sunnibergbrücke, Umfahrung Klosters, Kanton Graubünden, 1998/2006.
Integrale Länge 530 m. Foto: Tiefbauamt Graubünden.*

Neben dieser bekannten Brücke existieren in der Schweiz auch sehr viele weniger bekannte integrale und semi-integrale Brücken. Nicht zuletzt aufgrund der in Kapitel 4.2.2 dargestellten konkreten Projektierungsgrundlagen des Tiefbauamtes Graubünden wurden insbesondere in diesem Kanton zahlreiche relativ lange (semi-)integrale Brücken erstellt. Dabei handelt es sich um semi-integrale Brücken mit Widerlagern nach Bild 25 (Beispiele siehe Bild 32), oder um Lehenbrücken gemäss Bild 26 (Beispiele siehe Bild 33).

Semi-integrale Lösungen (Bild 32) werden, wie in Kapitel 4.2.2 erwähnt, heute im Kanton Graubünden für Bauwerke mit einer Gesamtlänge bis etwa 100 m angewendet, und zwar



Bild 32 – Semi-integrale Brücken im Kanton Graubünden mit Widerlagerausbildung nach Bild 25 [69] (mit Lagern aber ohne Fahrbahnübergang).
 Links: Vorderrheinbrücke Reichenau, 1986, L = 68 m
 Rechts: Vorderrheinbrücke Cumpadials, 2000, L = 80 m.

auch für vorgespannte Brücken mit grösseren Spannweiten. Die Erfahrungen des Tiefbauamtes Graubünden mit diesen Bauwerken sind durchwegs positiv. Allerdings treten insbesondere bei den semi-integralen Brücken im Bereich über der Schleppplatte oftmals Belagsrisse auf (siehe untere Fotos in Bild 32), welche regelmässig ausinjiziert werden müssen, wenn der Fahrkomfort nicht zu stark beeinträchtigt werden soll. Bei Hochleistungsstrassen sind solche Lösungen daher mit Vorsicht anzuwenden.

Belagsrisse treten tendenziell im Bereich der Fuge zwischen Schleppplatte und Überbau auf (siehe Bild 27), wobei eine Hauptursache dafür in der weichen Verbindung (Querkraftdorne)

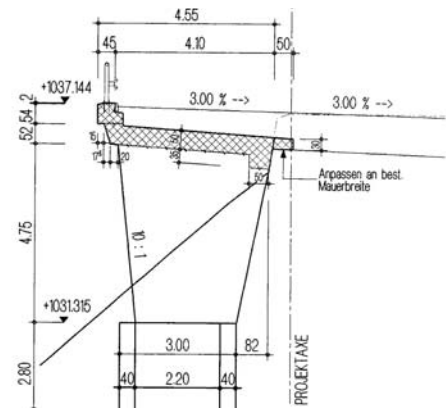


Bild 33 – Integrale Lehenbrücken im Kanton Graubünden (nach Bild 26 [69]).
 Linke Seite, Querschnitt: Lehenbrücke Cuas (Cumpadials), 2000, $L = 213$ m;
 Rechte Seite: Lehenbrücke Crap da Sax bei Castrisch, $L = 185$ m.

zu suchen sein dürfte. Mit einer steiferen Verbindung zwischen Schleppplatte und Überbau, z. B. gemäss Bild 24 (a), könnte das Verhalten vermutlich verbessert werden, da sich dann die Relativverschiebungen in Längsrichtung am Schleppplattenende konzentrieren, wo eine grössere Überdeckung vorhanden ist, so dass Risse weniger „durchschlagen“ sollten.

Lehnenbrücken (Bild 33) kommen oftmals bei Strassenverbreiterungen zum Einsatz, bei welchen die neue, schlaff bewehrte Brücke vor einer bestehenden Stützkonstruktion verläuft. Bei einem solchen Bauwerk sind die Längenänderungen des Überbaus durch die bestehende Stützkonstruktion auf der ganzen Länge behindert. Anstelle von grossen Bewegungen bei den Widerlagern treten daher über die gesamte Bauwerkslänge Risse auf, deren Öffnung mit einer ausreichenden Mindestbewehrung beschränkt wird (siehe untere Fotos in Bild 33).

Solche Risse lassen sich bei Lehnbauwerken wegen der quasi kontinuierlichen Zwängung in Längsrichtung kaum vermeiden. Im Bauzustand sind diese Risse oftmals wasserführend; die Kalkausblühungen in den Rissen (untere Fotos in Bild 33) lassen sich dadurch erklären.

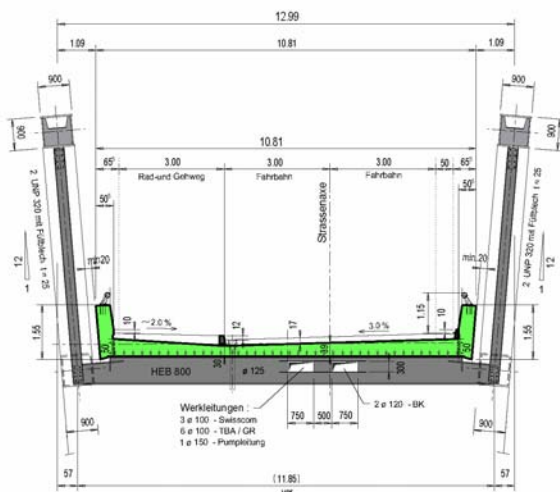
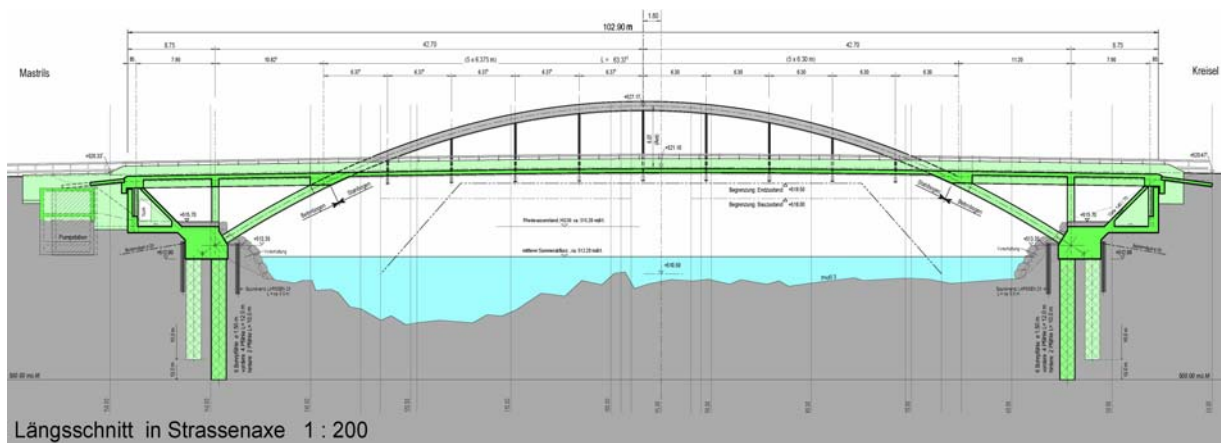


Bild 34 – Tardisbrücke Landquart, Kanton Graubünden, 2003.
 Spannweite 85.4 m, integrale Länge 102.9 m.
 Bemerkung: Pläne (dsp Ingenieure & Planer AG) in reduziertem Massstab.

Nach Aufbringen der Abdichtung auf der Fahrbahnplatte sind die Risse dagegen trocken und beeinträchtigen die Dauerhaftigkeit der Bauwerke nur unwesentlich. Es ist jedoch angezeigt, bei solchen Bauwerken im Rahmen des Unterhalts (Hauptinspektionen, vorzugsweise nach längerer Regenperiode) regelmässig zu kontrollieren, ob die Risse trocken bleiben. Beim Auftreten wasserführender Risse ist ein rasches Eingreifen angezeigt, da chloridverseuchtes Wasser durch die Risse praktisch ungehindert zur Bewehrung vordringen kann.

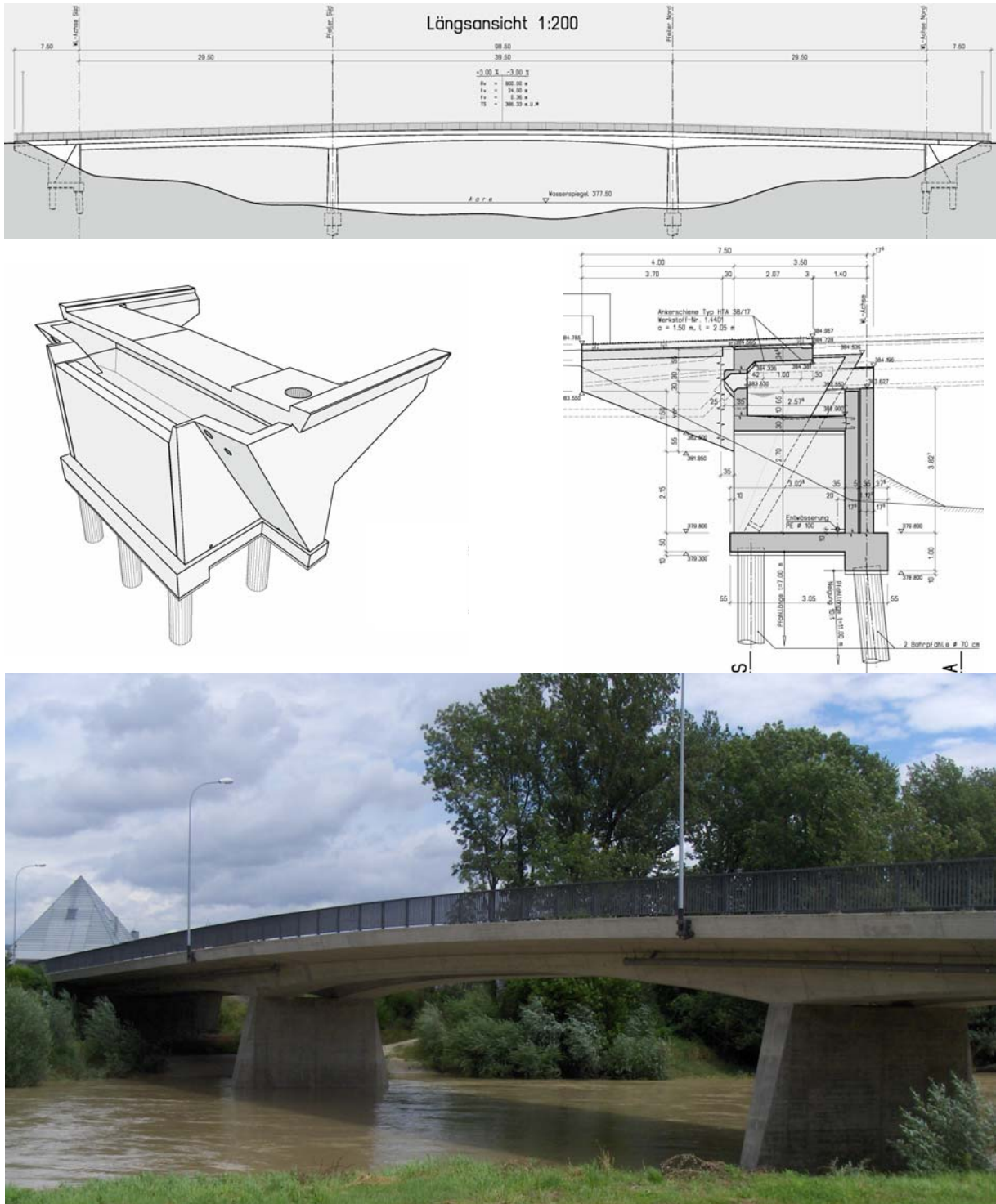


Bild 35 – Schachenbrücke Obergösgen, 2004: Längsansicht, Widerlagerschema und -längsschnitt und Bauwerksfoto. Bemerkung: Pläne (ACS Partner AG / Bänziger Partner AG) in reduziertem Massstab.

Neben Balkenbrücken wurden auch andere Brückentypen mit Widerlagern gemäss Bild 25 ausgeführt, so zum Beispiel die Tardisbrücke bei Landquart, eine Bogenbrücke mit rund 85 m Spannweite (Bild 34). Ausserdem wurden auch Bogenbrücken, welche ursprünglich mit schwimmender Lagerung ausgeführt wurden (horizontale Stabilisierung durch den Bogen), nachträglich mit integralen Widerlagern versehen, so zum Beispiel der Ponte Nanin bei Mesocco (Südrampe San Bernardino). Hier waren durch die neuen integralen Widerlager neben den Normalkräften infolge Zwängungen auch grosse Horizontalkräfte infolge Verkehrslasten im Bogenbereich aufzunehmen.

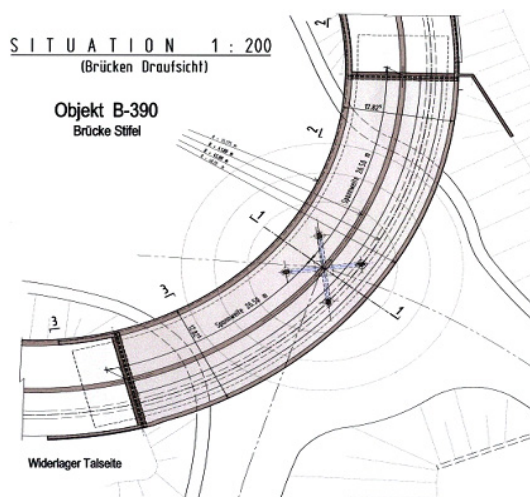
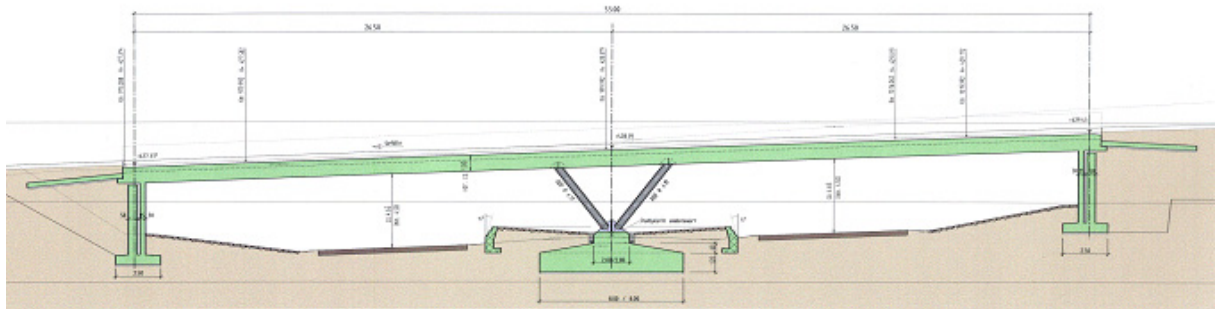


Bild 36 – Brücke Stifel, Zufikon, 2006, L = 56 m. Bemerkung: Pläne (dsp Ingenieure & Planer AG / Bänziger Partner AG) in reduziertem Massstab.

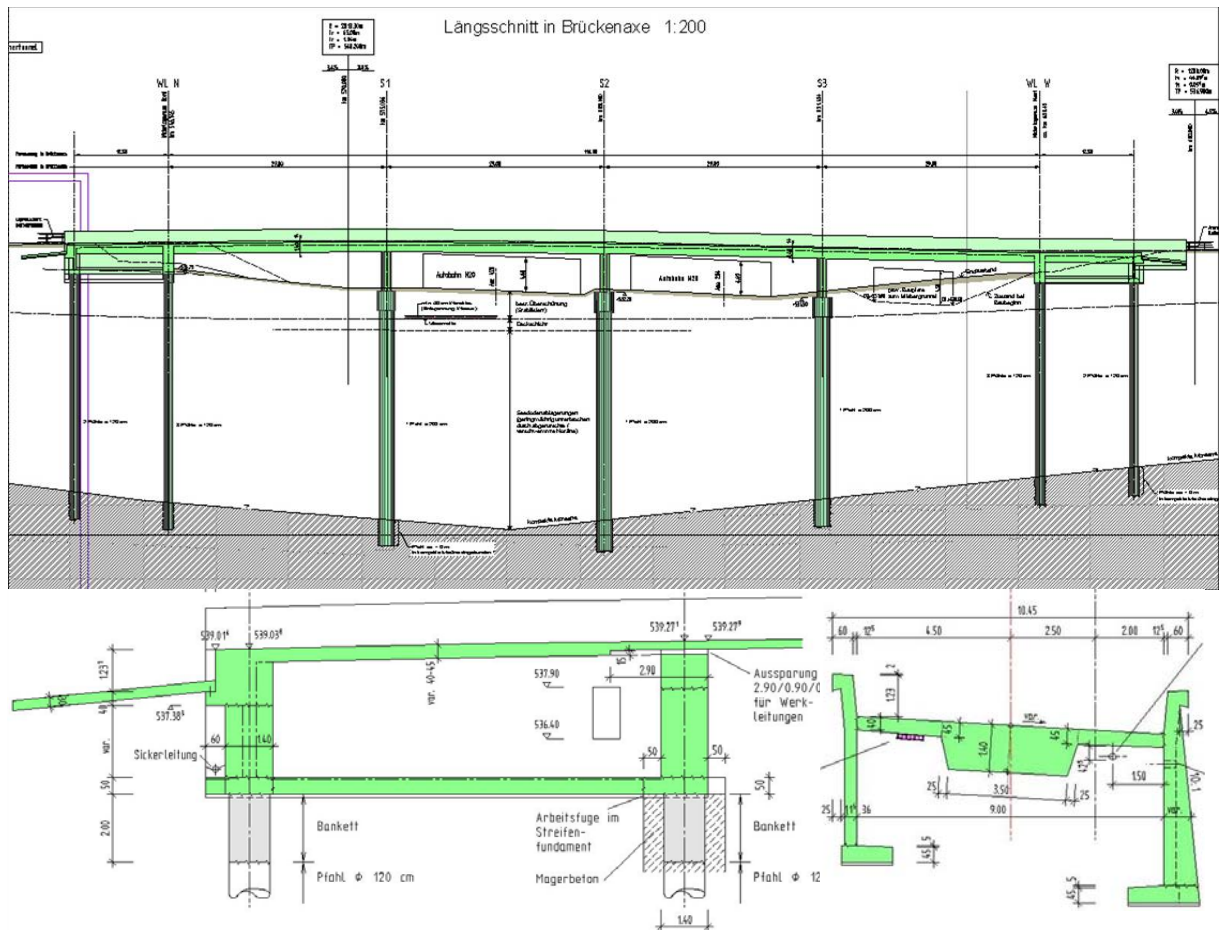


Bild 37 – BW 714 Überführung Einfahrtsrampe zur N20, 2004: Längsansicht, Längs- und Querschnitt Widerlager und Foto (Grundriss siehe Bild 18). Bemerkung: Pläne (dsp Ingenieure & Planer AG) in reduziertem Massstab.

Im Kanton Solothurn wurde mit der Schachenbrücke Obergösgen ($L = 98.5$ m, Bild 35) eine lange, semi-integrale Brücke erstellt. Im Unterschied zur Lösung im Kanton Graubünden wurde hier auf Lager verzichtet, aber ein Fahrbahnübergang (Polymerbitumen) mit begehbarrem Widerlagengang vorgesehen; letzterer dient gleichzeitig als Havariebecken. Anstelle der Lager wurden flexible, monolithisch mit dem Überbau verbundene Wandscheiben vorgesehen, welche mit einem kleinen Zwischenraum vor der eigentlichen vorderen Widerlagerwand angeordnet wurden („Pendelwände“). Auch diese Brücke ist schwimmend gelagert, so dass pro Widerlager nur die halbe Längenänderung des Überbaus aufgenommen werden muss.

Lösungen mit einer Pendelwand sind nur bei hohen Widerlagern möglich und gegenüber Lagern nicht generell vorzuziehen, da fachgerecht ausgeführte Lager unterhaltstechnisch wenig Probleme verursachen und in der Regel einfach ausgewechselt werden können, Pendelwände dagegen einen unerwünschten, unzugänglichen Hohlraum bedingen. Zweckmässig sind Lösungen mit einer Pendelwand sicherlich, wenn sich negative Auflagerreaktionen nicht vermeiden lassen, wie z.B. bei der Brücke Stifel in Zufikon, Kanton Aargau (Bild 36).

Bei diesem Bauwerk, welches als kombinierte Überführung der Bremgarten-Dietikon-Bahn (Schmalspur) und der Strasse (eine Fahrspur) dient, ist der Überbau in Querrichtung zu steif, um die durch behinderte Längsverschiebungen entstehenden Zwängungen nur mit radialen Verschiebungen auf ein vertretbares Mass reduzieren zu können. Aus diesem Grund wurden bei beiden Widerlagern Pendelwände vorgesehen, welche Verschiebungen in Richtung der Brückenachse zulassen. Auf Fahrbahnübergänge wurde jedoch, im Gegensatz zur Schachenbrücke Obergösgen, verzichtet, es handelt sich also um eine integrale Brücke. Die Brückenenden sind dabei ähnlich wie bei den semi-integralen Brücken im Kanton Graubünden (Bild 25) ausgebildet, die Beweglichkeit in Längsrichtung wird aber anstelle von Lagern durch die Pendelwände gewährleistet, welche auch negative Lagerreaktionen infolge Bahnverkehr aufnehmen können.

Als letztes Beispiel für integrale Brücken ist in Bild 37 die bereits in Kapitel 3.3 beschriebene Überführung Einfahrtsrampe zur N20 (BW 714) dargestellt. Bei dieser rund 120 m langen vierfeldrigen Brücke sind Überbau und Stützen in Querrichtung genügend weich, so dass Längenänderungen des Überbaus durch Verschiebungen in radialer Richtung aufgenommen werden können, ohne dass sich infolge der steifen, monolithisch mit dem Überbau verbundenen Widerlager grosse Zwängungsnormalkräfte aufbauen.

Dieses Verhalten wurde, wie in Kapitel 3.3 gezeigt, durch Messungen am ausgeführten Bauwerk bestätigt. Da die Widerlager sowohl Horizontalverschiebungen als auch Rotationen des Brückenendes um die vertikale Achse stark behindern, wird der grösste Teil der Längenänderungen des Überbaus tatsächlich durch Radialverschiebungen aufgenommen, und am Brückenende treten nur sehr kleine Bewegungen auf. Würden die Widerlager Rotationen um die vertikale Achse nicht behindern, wäre mit viel grösseren (Quer-)verschiebungen im Übergang zur Strasse zu rechnen, insbesondere da die Schleppplatten die Verdrehungen der Widerlager mitmachen würden.

Die Widerlager wurden bei diesem Bauwerk auch deshalb als Einspannung für den Überbau konzipiert, um die für die Querung der untenliegenden Verkehrsträger erforderlichen, verhältnismässig grossen Randspannweiten zu ermöglichen. Durch die monolithische Verbindung zwischen Überbau und Widerlagern konnte diese Einspannung auf einfache Weise erzielt werden.

4.3.3 International

Kerokoski [27] macht in seiner Arbeit Angaben zum Bestand integraler Strassenbrücken in Finnland, siehe Tabelle 7.

Man erkennt, dass es sich bei den integralen Brücken in Finnland hauptsächlich um schlaff bewehrte Betonbrücken handelt, und dass sich solche Bauwerke in den letzten Jahren steigender Beliebtheit erfreuen. So wurde in den letzten 20 Jahren (seit 1985) etwa jede sechste Strassenbrücke integral ausgeführt, während es früher deutlich weniger solche Bauwerke gab. In der Tabelle nicht berücksichtigt sind sehr kurze Bauwerke, welche praktisch ausnahmslos integral ausgeführt werden und die Mehrzahl der Brücken darstellen dürften.

Kunin und Alampalli [29] führten eine Umfrage über integrale Brücken in den USA durch, wobei die zuständigen Behörden der einzelnen Bundesstaaten für die Datenerhebung verantwortlich waren. Die Resultate sollten daher recht zuverlässig sein, siehe Tabelle 8. Nicht aufgeführte Bundesstaaten nahmen nicht an der Umfrage teil oder haben keine integralen Brücken gebaut.

Wie man erkennt, konnten Daten über rund 10'000 integrale Brücken mit zum Teil sehr grossen Längen gesammelt werden, was die Beliebtheit dieser Bauart in Nordamerika untermauert. Aufgrund der von [7], [25], [29] berichteten, durchwegs positiven Erfahrungen mit solchen Bauwerken kann davon ausgegangen werden, dass auch in Zukunft ein Grossteil der Brücken in integraler Bauweise ausgeführt wird, mit einem tendenziell gegen oben erweiterten Längenbereich.

Zur Zeit sind in verschiedenen Ländern Forschungsarbeiten zu integralen und semi-integralen Brücken im Gang. Im Rahmen dieser Arbeiten, aber auch als Bestandteil der sich in manchen Ländern noch im Aufbau befindlichen Datenbanken der bestehenden Bauwerke, werden auch Erhebungen zum Bestand solcher Bauwerke durchgeführt. In absehbarer Zeit dürfte somit ein breiter abgestützter Vergleich ausgeführter Brücken dieser Bauart möglich sein.

Baujahr	Anzahl total	Anteil an Brücken	Stahlbeton	Spannbeton	Stahl	Holz
vor 1984	279	3.6%	264	10	4	–
1985 - 1989	130	15.3%	112	15	3	–
1990 - 1994	201	16.1%	164	29	7	–
1995 - 1999	111	14.4%	97	6	6	2
2000 - 2004	75	17.6%	67	5	1	2
Total	796	7.2%	704	65	21	4

Tabelle 7 – Übersicht über ausgeführte integrale Strassenbrücken in Finnland, Stand 2004 [27].

Bundesstaat	Anzahl total	Längste ausgeführte integrale Brücke [m]		
		Stahlträger	Vorfabr. Beton	Ortsbeton
Alaska	50	–	41,2	–
Arkansas	2	90.9	–	–
California	> 1000	–	–	122.0
Colorado	1643	318.4	339.2	290.4
Georgia	25	91.5	–	125.1
Illinois	350	61.0	91.5	36.6
Iowa	> 100	82.4	152.5	41.2
Kansas	1000	136.8	126.4	177.6
Kentucky	260	89.1	122.0	31.7
Maine	18	57.3	45.8	29.3
Maryland	18	–	15.9	–
Massachusetts	20	106.8	84.8	43.9
Michigan	6	–	147.9	–
Minnesota	unbekannt	53.4	53.4	30.5
Nevada	viele	77.8	33.6	84.2
N. Hampshire	2	45.8	24.4	–
New York	155	93.3	68.3	–
North Dakota	600	122.0	122.0	48.8
Nova Scotia	2	–	38	–
Oklahoma	50	–	91.5	–
Oregon	unbekannt	–	335.5	–
Pennsylvania	50	122.0	183.0	–
Quebec	1	–	78.1	–
South Dakota	818	112.9	209.2	106.8
Tennessee	1000	175.4	358.4	189.1
Vermont	10	24.4	–	–
Virginia	25	97.6	235.5	–
Washington	1000	183.0	183.0	61.0
West Virginia	60	97.6	137.3	33.6
Wyoming	1458	100.0	127.0	99.0

Tabelle 8 – Übersicht über integrale Strassenbrücken in den USA, Stand 1999 [29].

5 Schlussfolgerungen

5.1 Schlussfolgerungen

Integrale und semi-integrale Brücken weisen gegenüber konventionellen Brücken mit Lagern und Dilatationsfugen verschiedene Vorteile auf, welche die Nachteile der mit dieser Bauart einhergehenden Zwangsbeanspruchungen oft mehr als kompensieren. Insbesondere sind die Erstellungs- und Unterhaltskosten in vielen Fällen geringer als bei einer konventionellen Brücke. Bei der Projektierung einer Brücke sollte daher parallel zur Wahl der Typologie und der Bauart immer auch das optimale Lagerungs- und Dilatationskonzept gesucht werden, und bewegliche Teile wie Lager, Dilatationsfugen und insbesondere Fahrbahnübergänge sollten nur dann eingesetzt werden, wenn sie wirklich notwendig sind.

In verschiedenen Kantonen, aber auch im Ausland existieren zahlreiche integrale und semi-integrale Brücken mit zum Teil wesentlich grösseren Längen, als dies in der Schweiz nach den aktuellen Richtlinien des Bundesamtes für Strassen [6] zulässig ist. Die Erfahrungen mit diesen integralen Brücken sind überwiegend positiv. Es scheint daher angebracht, vermehrt integrale Brücken zu erstellen und den Anwendungsbereich bezüglich der Brückenlängen zu erweitern, und zwar nicht nur für untergeordnete Bauwerke. Die Tatsache, dass in England Brücken bis zu einer Länge von 60 m in der Regel als integrale Bauwerke projektiert werden *müssen* [11], [12], in der Schweiz dagegen gemäss dem heutigen Stand der Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken des Bundesamtes für Strassen [6] nur integrale Brücken bis zu einer Bewegungslänge von 15...30 m, also einer Brückenlänge von maximal 30...60 m, integral ausgebildet werden *dürfen*, unterstreicht die letzte Aussage. Eine Überarbeitung der relevanten Kapitel der Richtlinien [6], welche vor fast 20 Jahren verfasst wurden und damals fortschrittlich waren, erscheint in diesem Licht als vordringlich und ist auch bereits in Bearbeitung.

In vielen Fällen dürften semi-integrale Brücken die optimale Lösung darstellen. Bei geeigneter Ausbildung weisen solche Brücken praktisch alle Vorteile eines integralen Bauwerkes auf, während die Nachteile grösstenteils vermieden oder zumindest stark reduziert werden können. Semi-integrale Lösungen sollten daher bei einer Überarbeitung der Richtlinien [6] explizit behandelt werden.

Insbesondere im Rahmen der Instandsetzung bestehender Brücken sollte der Umbau zu integralen oder semi-integralen Bauwerken vermehrt in Betracht gezogen werden, zumal in solchen Fällen Schwinden und Kriechen in der Regel abgeklungen sind und nur noch Temperaturverformungen anfallen.

Wenngleich die Vorteile integraler Brücken deren Nachteile in vielen Fällen überwiegen, gilt es doch festzuhalten, dass diese Aussage nicht in allen Fällen zutrifft. Insbesondere bei Hochleistungsstrassen ist zum Beispiel vorsichtig abzuwägen, ob die bei (semi-)integralen Brücken grösserer Länge zu erwartenden Belagsrisse akzeptiert werden können, oder ob zusätzliche Massnahmen angezeigt sind (z.B. Fahrbahnübergang aus Polymerbitumen). Da zudem das Verhalten integraler Brücken sehr komplex ist und von etlichen Faktoren beeinflusst wird, welche einer verhältnismässig grossen Streuung unterliegen, ist der Entscheid für oder gegen eine integrale Ausbildung im konkreten Fall nicht einfach zu treffen, und die Bemessung integraler Brücken ist mit grösseren Unsicherheiten verbunden als bei konventionellen Brücken. Diese Unsicherheiten können im Grenzzustand der Tragsicherheit durch die Verwendung vorsichtig gewählter Werte (obere resp. untere charakteristische Werte) und ausreichender Sicherheitsfaktoren abgedeckt werden; im Gebrauchszustand ist dies nur in beschränktem Umfang möglich.

Konzeption und Bemessung integraler Brücken stellen daher hohe Anforderungen an die analytischen Fähigkeiten der beteiligten Fachleute und sind, zumindest solange entsprechende Richtlinien für solche Bauwerke fehlen, wesentlich aufwändiger als für konventionelle Brücken. Diesem Umstand sollte bei der Festlegung der Ingenieurhonorare Rechnung getragen werden, zumal die grösseren Projektierungskosten bei richtiger Systemwahl durch tiefere Erstellungs- und Unterhaltskosten oft mehr als wettgemacht werden.

5.2 Forschungsbedarf

Eine Beurteilung der Funktionsfähigkeit integraler und semi-integraler Brücken aufgrund von fremden Quellen ist problematisch, da die Vergleichbarkeit nur bedingt gegeben ist und die Forschenden „ihrer“ Bauweise gegenüber tendenziell positiv eingestellt sind. Es wäre daher sinnvoll, das Verhalten der bestehenden integralen und semi-integralen Brücken in der Schweiz näher zu untersuchen. Dies könnte beispielsweise anhand des Studiums der Bauwerksakten (Konzept, Inspektionsresultate und durchgeführte Unterhaltsarbeiten), einer Befragung des Bauherrn und einer Besichtigung erfolgen. Um das grosse Potenzial semi-integraler Brücken voll ausschöpfen zu können, sind insbesondere verlässliche Angaben zur Häufigkeit von Belagsrissen im Widerlagerbereich – in Abhängigkeit der konkreten Ausbildung dieses Bereiches – erforderlich.

Eine weitere Stossrichtung für zukünftige Arbeiten liegt in der Entwicklung neuartiger Ausbildungen der Brückenenden integraler Bauwerke. Diese müssen bekanntlich in der Lage sein, die aufgezwungenen, zyklischen horizontalen Verschiebungen aufzunehmen, ohne dass der Fahrkomfort beeinträchtigt wird. Bislang werden die Widerlager integraler Brücken mit wenigen Ausnahmen [52] grundsätzlich gleich ausgebildet wie bei konventionellen Brücken, es entfallen lediglich die Lager, Dilatationsfugen und Fahrbahnübergänge, siehe Kapitel 4.2.2. Obschon auch mit solchen Lösungen oft ein befriedigendes Verhalten erreicht werden kann, stellt sich doch die Frage, ob nicht neuartig ausgebildete Übergänge von der Brücke zur angrenzenden Fahrbahn Vorteile bieten könnten. Solche Untersuchungen sind Gegenstand eines laufenden Forschungsprojektes [38].

Bei der Konzeption (semi-)integraler Brücken müssen verschiedene, sich gegenseitig beeinflussende Parameter berücksichtigt werden, namentlich die durch Temperaturänderungen, Vorspannung, Kriechen und Schwinden des Betons verursachten Horizontalkräfte im Überbau und die Interaktion des Bauwerkes mit dem Baugrund. Die Berücksichtigung dieser Einflüsse bei der Tragwerksbemessung ist in den aktuellen Normenwerken nicht oder nur unzureichend geregelt, da sie bei den bis anhin üblichen, konventionellen Brücken eine untergeordnete Rolle spielen. In Kapitel 4.2 wurde ein möglicher Weg für die Bemessung integraler Brücken aufgezeigt, und es wurden in verschiedenen Ländern übliche konstruktive Details aufgezeigt. Diese Ausführungen basieren auf dem Studium publizierter Forschungsarbeiten und Konstruktionsrichtlinien, sie können aber die im Zusammenhang mit dem Entwurf und der Bemessung integraler Brücken bestehenden Unsicherheiten nicht gänzlich beseitigen. Sollen in Zukunft in der Schweiz vermehrt (semi-)integrale Brücken projektiert werden und deren Anwendungsbereich auf grössere Brückenlängen erweitert werden, so sollten geeignete Grundlagen für die beteiligten Fachleute erarbeitet werden. Mit einer vom Bundesamt für Strassen herausgegebenen *Dokumentation für den Entwurf und die Bemessung integraler Brücken* könnte dazu ein Beitrag geleistet werden.

In theoretischer Hinsicht wären weiterführende theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Verhalten der Hinterfüllung bei zyklischer Beanspruchung sinnvoll, insbesondere unter Berücksichtigung der den zyklischen Beanspruchungen überlagerten monotonen Verkürzung von Spannbetonbrücken infolge Kriechen und Schwinden. Ergänzend sollten Messungen an ausgeführten Brücken mit Widerlagern gemäss Schweizer Praxis vorgenommen werden, zum Beispiel in Kombination mit den einleitend erwähnten Untersuchungen.

Literatur

- [1] Barkan, D.D., „Dynamics of Bases and Foundations,“ McGraw-Hill, New York, 1962.
- [2] Berger, D., Graubner, C.-A., Pelke, E. und Zink, M., „Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 4, 2004, pp. 295-303.
- [3] Birkenmaier, M., „Über einige Begriffe im Spannbetonbau“, Institut für Bauwissenschaftliche Forschung, Bericht Nr.16, Verlag Leemann, Zürich, September 1970, 58 pp.
- [4] Bridge Structure Design Criteria, Appendix C, „Guidelines for Design of Integral Abutments“, Alberta Transportation Service, 2003, 24+10 pp.
- [5] Bundesamt für Strassen (ASTRA), Kunstbauten-Datenbank, 2004.
- [6] Bundesamt für Strassen (ASTRA), „Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken“, 1990 (Revision Oktober 1996), 190 pp.
- [7] Bundesamt für Strassen (ASTRA), „Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen“, 2005, 49 pp.
- [8] Burke, M. P., Jr., „Integral Bridges,“ Transportation Research Record, No 1275, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, 1990.
- [9] Comité Euro-International du Béton, „CEB-FIP Model Code 1990“, Lausanne, 1990, 437 pp.
- [10] Connal, J., „Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice,“ Proceedings, Austroads Bridge Conference, 2004, 19 pp.
- [11] Design Manual for Roads and Bridges, Part 12, BD 42/96 Amendment No. 1, „The Design of Integral Bridges“, UK Highways Agency, 2003, 12 pp.
- [12] Design Manual for Roads and Bridges, Part 7, BD 57/01, „Design for Durability“, UK Highways Agency, 2001, 9 pp.
- [13] DIN 1045-1:2001-07 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion“, 2001.
- [14] Dischinger, F., „Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken“, Bauingenieur, Vol. 20, 1939, pp. 53-63, pp. 286-294, pp. 426-437 und pp. 563-572.
- [15] Engelsmann, St., „Integrale Betonbrücken: Entwerfen und Bemessen von Brücken ohne Lager und Fugen,“ Dissertation, Universität Stuttgart, 1998, 188 pp.
- [16] Engelsmann, St., Schlaich, J., und Schäfer, K., „Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager,“ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 496, Beuth Verlag, 2000, 124 pp.
- [17] England, G.L., Tsang, N.C., and Bush, D.I., „Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem,“ Thomas Telford, London, 2000, 152 pp.
- [18] Eurocode 1: ENV 1991-1: 1994 (12.95) „Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung,“ 1995.
- [19] Eurocode 2: ENV 1992-1-1: 1991 (06.92) „Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau,“ 1992.

- [20] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, „Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke,“ Nr. 526, 1994, 52 pp.
- [21] Fürst, A., „Vorgespannte Betonzugglieder im Brückenbau,“ Diss. ETH Nr. 14068, 2001, 125 pp.
- [22] Geier, R. et al., „Planung integraler Brücken,“ RVS Ausschuss Entwurfs- und Planungsgrundlagen, Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse-Schiene-Verkehr, Bericht in Vorbereitung.
- [23] Gorbunov-Possadov, M.I., and Serebrajanyi, V., „Design of Structures upon Elastic Foundations,“ Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics, Paris, 1961, pp. 643-648.
- [24] Grenacher, M., „Einfluss von Verschiebungen und verschiedenen Lagerungen auf das Tragverhalten von Stahlbetonstützen,“ IBK Bericht Nr. 86, Februar 1976, 102 pp.
- [25] Husain, I., and Bagnariol, D., „Performance of Integral Abutment Bridges,“ Report BO-99-04, Ministry of Transportation of Ontario, 1999, 20 pp.
- [26] Kenel, A., „N20.1, Nordwestumfahrung Zürich, BW714, Überführung Einfahrtsrampe zur N20, Bericht Bauwerksmessungen,“ Hochschule für Technik Rapperswil, November 2004, 8 pp.
- [27] Kerokoski O., „Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments,“ Tampere University of Technology, Publication 605, 136 pp.
- [28] Koskinen, M., „Soil-structure interaction of jointless bridges on piles,“ Dissertation, Tampereen Teknillinen Korkeakoulu, 1997, 184 pp.
- [29] Kunin, J., and Alampalli, S., „Integral Abutment Bridges: Current Practice in the United States and Canada,“ Special Report, No. 132, Transportation Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, 1999, 19 pp.
- [30] Laffranchi, M., „Zur Konzeption gekrümmter Brücken,“ Diss. ETH Nr. 13181, 1999, 125 pp.
- [31] Lang, H.J., und Huder, J., „Bodenmechanik und Grundbau,“ Springer-Verlag, Berlin, 3. Auflage, 1985, 252 pp.
- [32] Lebet, J.-P., und Utz, S., „Effets de la température dans le dimensionnement des ponts,“ Forschungsbericht Nr. 580, Bundesamt für Strassen, Januar 2005, 100 pp.
- [33] Leonhardt, F., „Spannbeton für die Praxis,“ Verlag Ernst&Sohn, 1962, 672 pp.
- [34] Marti, P., Alvarez, M., Sigrist, V., und Kaufmann, W., „Tragverhalten von Stahlbeton,“ Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, IBK, ETH Zürich, 1999.
- [35] Menn, C. et al., Berechnung und Bemessung von Stützen und Stützensystemen, Autographie zum Fortbildungskurs, IBK, ETH Zürich, 1977, 176 pp.
- [36] Menn, C., „Stahlbetonbrücken,“ Springer Verlag, Wien, 2. Auflage, 1990, 541 pp.
- [37] Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, Madrid, 2000, 108 pp.
- [38] Muttoni, A., Ponts à culée intégrée, Forschungsprojekt AGB 2005/018, Bundesamt für Strassen, in Bearbeitung.
- [39] Norm SIA 260 „Grundlagen der Projektierung von Tragwerken“, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2003.

- [40] Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2003.
- [41] Norm SIA 262 „Betonbau“, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2003.
- [42] Norm SIA 267 „Geotechnik“, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2003.
- [43] Pötzl, M., und Koch, R., „Erkenntnisse aus Messungen an der fugenlosen Brücke über das Nesenbachtal in Stuttgart,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 96, Heft 10, 2001, pp. 670-678.
- [44] Pötzl, M., „Robuste Brücken : Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität,“ Dissertation, Universität Stuttgart, 1995, 288 pp.
- [45] Pötzl, M., Schlaich, J., und Schäfer, K., „Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und die konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken,“ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 461, Beuth Verlag, 1996, 125 pp.
- [46] Pötzl, M., und Naumann, F., „Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 100, Heft 8, 2005, pp. 675-685.
- [47] Pritchard, B. (Hrsg.), „Continuous and Integral Bridges“, Proceedings of the Henderson Colloquium ‘Towards Joint-Free Bridges’ organized by the British Group of IABSE, Spon Press, 1993, 295 pp.
- [48] Ritz, P., Matt, P., Tellenbach, Ch., Schlub, P. und Aeberhard, H.U., „Vorgespannte Decken“, VSL, Losinger AG, Bern, 1981, 41 pp.
- [49] ROM 0.5-94, „Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias,“ Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Puertos del Estado, Madrid, 1994, 446 pp.
- [50] Schiefer, St., et al., „Besonderheiten beim Entwurf semi-integraler Spannbetonbrücken,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 101, Heft 10, 2006, pp. 791-802.
- [51] Schlaich, J., Pötzl, M., Beiche, H., Ehrke, E., und Decker, U., „Die Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 95, Heft 11, 2000, pp. 678-687
- [52] Schüller, M., „Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 10, 2004, pp. 774-789.
- [53] Tiefbauamt Graubünden, „Projektierungsgrundlagen Kunstbauten“, 2005.
- [54] Trost, H. und Mainz, B., „Zur Auswirkung von Zwängungen in Spannbetontragwerken“, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 65, 1970, pp. 194-199.
- [55] Vogt, N., „Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand,“ Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart, Nr. 22, 1984, 104 pp.
- [56] Zordan, T., und Briseghella, B., „Attainment of an Integral Abutment Bridge through the Refurbishment of a Simply Supported Structure,“ Structural Engineering International, IABSE, No. 3, 2007, pp. 228-234