



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Integrale Bauweise

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Betreuung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Adreas Kolbitsch

und

Dipl.-Ing. Dr.techn. Christian Schranz, M.Sc.

E206

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Stephan Kalix, BSc

0325887

Kreuzbrunn 9/4, 3001 Mauerbach

Wien, am

KURZFASSUNG

Dehnfugen- und Lagerkonstruktionen werden heutzutage traditionell in Tragwerken angeordnet, um Zwängungskräfte, die ansonsten durch die statische Überbestimmtheit und damit einhergehende Behinderung der Dehnung auftreten würden, bestmöglich zu minimieren. Durch dieses Vorgehen werden jedoch einerseits gezielt lokale Schwachstellen in einem Tragwerk eingebaut und andererseits die Tragstruktur global geschwächt. Dehnfugen und Lager bedürfen neben den Anschaffungskosten auch einer laufenden Wartung, welche mit entsprechend hohen Kosten verbunden ist. Die Lebensdauer von Dehnfugen und Lagern ist außerdem deutlich niedriger als die der Bauwerke, in denen sie verbaut sind. Das bedeutet, dass im schlimmsten Fall während der Nutzungsphase des Tragwerks die Fugenkonstruktionen, egal ob Dehnfuge oder Lager, zur Gänze ausgetauscht werden müssen. Sind solche Konstruktionsteile schadhaft, müssen sie umgehend ausgetauscht werden, da ansonsten aufgrund der mangelhaften Funktionstüchtigkeit Schäden am restlichen Bauwerk entstehen könnten. Derartige Sanierungsmaßnahmen sind neben weiteren Kosten auch unter Umständen mit einer Nutzungssperre während des Tausches verbunden. Durch die Anwendung der integralen Bauweise können hingegen dauerhafte und äußerst wartungsarme Bauwerke geplant und ausgeführt werden. Der Baustoff Beton ist für fugenlose Bauwerke prädestiniert.

Monolithisch ausgeführte Tragwerke sind jedoch hochgradig statisch unbestimmte Systeme, weshalb eingeprägte Dehnungen, Verschiebungen und Krümmungen infolge Änderung der Temperatur Zwangskräfte hervorrufen. Diese können jedoch unter Ausnutzung des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons sinnvoll und wirklichkeitsnah berechnet werden.

Die Größe der Zwangseinwirkungen und die resultierenden Schnittgrößen hängen von einer großen Anzahl an Einflussgrößen ab. Zur Minimierung der Beanspruchungen erweisen sich beispielsweise spezielle Betonmischungen, Konstruktionsleichtbetone und Hochleistungsbetone als hilfreich. Mit diesen können das Wärmedehnungsverhalten und die Steifigkeit - zwei wichtige Eingangsgrößen für Berechnung der Beanspruchungen aus Zwang - gezielt gesteuert werden. Die Verteilung der Schnittgrößen kann aber auch durch zielgerechte Änderung der Steifigkeitsverhältnisse sinnvoll verändert werden. Zusätzlich hat der Baugrund aufgrund der Interaktion zwischen Untergrund und Bauwerk einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss.

Trotz dieser Probleme und Schwierigkeiten bei der Planung und Bemessung konnte jedoch die Machbarkeit anhand mehrerer bereits erfolgreich realisierter und in Betrieb befindlicher integraler Tragwerke aus den Bereichen des Hoch-, Brücken- und Tiefbaus bestätigt werden.

ABSTRACT

Nowadays expansion joints and bearings are traditionally set in structures to minimize the forces caused by the indeterminacy accompanied by constraint of the expansion as much as possible. Because of that advancement local weak spots will be embedded in the structure. On the other hand, the global structure would be weakened overall. Beside the costs of expansion joints and bearings, they also need to be serviced continuously. The durability of expansion joints and bearings is lower than the durability of the buildings, they are installed in. Finally, the joints have to be exchanged completely during the structures utilization phase. If one of these structural parts does not work anymore, it has to be changed immediately, because one defect part could induce defects in the rest of the building. Such redevelopment measures are associated with both, further costs and, under certain circumstances, usage limitation during the exchange. On the other hand, the integral construction technique leads to durable and low maintenance structures. Furthermore, concrete is just predestinated for the use in structures without joints.

Monolithic structures are highly statically indetermined systems. Induced elongations, displacements and rotations, e.g. caused by change in temperature, evoke reactive forces. However, with utilization of the nonlinear material behavior jointless structures can be designed reasonable.

The quantity of the reactive forces and resulting stress resultant depends on numerous factors. For example, special concrete mixes, light-weight concrete, and high performance concrete prove to be helpful to minimize the stress. With these types of concrete the thermal coefficient and the stiffness, which are the two important factors for the quantity of the reactive forces, can be managed that way very well. The allocation of the stress resultant also can be controlled effectively through specific modification of the stiffness allocation. Because of the interaction between foundation and structure, the underground also has a significant effect on the resulting stress of monolithic buildings.

Despite all these problems and difficulties during planning and sizing the concept of integral structures can be affirmed by many already successful projects in high rise structures, bridge buildings, and underground engineering.

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand im Winter 2009/2010 als Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung, der Fakultät für Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Wien.

Mein Interesse galt schon längere Zeit der integralen Bauweise, da sich der konstruktiv planende Bauingenieur mit einem komplexen Fachgebiet und einer großen Anzahl an Einflussgrößen auseinandersetzen muss. Die sonst vielfach übliche sture Vorgehensweise bei der Bemessung eines Bauwerks, die im Allgemeinen beim Dach beginnt und bei der Fundierung endet, also von oben nach unten durchgeführt wird, ist bei der integralen Bauweise nicht mehr möglich, da alle erdenklichen Parameter ineinander greifen und miteinander verbunden sind.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch, der mir mit seiner Betreuung die Möglichkeit gab, in dieser Arbeit Außenstehenden einen Einblick in das komplexe Thema der integralen Bauweise zu gewähren. Überdies danke ich Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Christian Schranz, M.Sc. für seine Unterstützung bei der Korrektur dieser Arbeit.

INHALTSVERZEICHNIS

Kurzfassung	i
Abstract	ii
Vorwort	iii
Inhaltsverzeichnis.....	I
1 Einleitung	1
1.1 Motivation.....	1
1.2 Thema und Ziel dieser Arbeit	2
1.3 Aufbau der Arbeit.....	3
2 Integrale Bauweise.....	5
2.1 Begriffsdefinitionen.....	5
2.2 Entwicklung des Ingenieurbaus	6
2.3 Vor- und Nachteile der integralen Bauweise	9
3 Bisher realisierte integrale Ingenieurbauten	14
3.1 Brücken	14
3.1.1 Neue Traunbrücke in Siegsdorf	14
3.1.2 Brücke Auerbachstraße in Stuttgart	15
3.1.3 La-Ferté-Steg in Stuttgart	16
3.2 Hochbau	17
3.2.1 Bauzentrum Riem	17
3.2.2 Bürogebäude Europahaus	18
3.2.3 Kongresszentrum an der Neuen Terrasse Dresden	19
3.3 Parkhäuser	21
3.3.1 Parkhaus Nürnberg.....	21
3.3.2 Parkhaus Neue Landesmesse Stuttgart	22
3.3.3 Parkhaus Hauptbahnhof Mannheim	23
3.3.4 Parkhaus CHL Centre Hospitalier de Luxembourg	24
3.4 Sonstige Bauwerke	25

3.4.1	Containerterminal in Bremerhaven.....	25
3.4.2	Sanierung Wedelkanal.....	27
3.4.3	Sanierung ÖBB-Personentunnel Einwanggasse.....	28
4	Lager und Dehnfugen.....	31
4.1	Lager.....	31
4.1.1	Allgemeines.....	31
4.1.2	Lagerarten.....	32
4.2	Dehnfugen.....	34
4.2.1	Allgemeines.....	34
4.2.2	Ausbildungsmöglichkeiten.....	34
4.3	Versagen von Fugen.....	36
5	Lebenszykluskosten.....	38
5.1	Ziel einer Lebenszykluskostenanalyse.....	38
5.2	Lebensphasen eines Bauwerks.....	40
5.3	Nutzen einer Lebenszykluskostenanalyse.....	41
6	Statisch unbestimmte Systeme aus Stahlbeton.....	42
6.1	Was sind statisch unbestimmte Systeme?.....	42
6.2	Nichtlineares Tragverhalten eines statisch unbestimmten Systems aus Stahlbeton.....	44
6.3	Vor- und Nachteile statisch unbestimmter Systeme.....	48
7	Zwangseinwirkungen.....	49
7.1	Zwang im Allgemeinen und Speziellen.....	49
7.2	Unterschied zwischen Last- und Zwangsschnittgrößen.....	51
7.3	Zwangseinwirkungen.....	53
7.3.1	Zwang durch Temperatureinwirkungen.....	54
7.3.2	Zwang durch abfließende Hydratationswärme.....	58
7.3.3	Zwang durch Schwinden des Betons.....	61
7.3.4	Zwang durch Baugrundsetzungen.....	64
7.4	Tragverhalten eines Zugstabes unter Zwang.....	65
7.4.1	Alleinige Wirkung von zentrischem Zwang.....	65
7.4.2	Gleichzeitige Wirkung von Last und zentrischem Zwang.....	67
8	Sicherheitskonzept und Schnittgrößenberechnung gemäß Eurocode.....	70

8.1	Sicherheitskonzept gemäß Eurocode.....	70
8.2	Nachweiskonzept gemäß Eurocode.....	73
8.2.1	Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	73
8.2.2	Nachweiskonzept für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	75
8.3	Schnittgrößenermittlung gemäß Eurocode 2.....	75
8.3.1	Linear-elastische Berechnung.....	76
8.3.2	Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung.....	77
8.3.3	Verfahren nach der Plastizitätstheorie.....	78
8.3.4	Nichtlineare Berechnung.....	78
9	Einflussgrößen auf Zwangskräfte und Möglichkeiten zur Reduzierung.....	81
9.1	Aspekte aus Sicht der Planung.....	81
9.1.1	Allgemeines.....	81
9.1.2	Wärmedehnzahl des Betons.....	83
9.1.3	Elastizitätsmodul des Betons.....	86
9.1.4	Schwindverhalten des Betons.....	88
9.1.5	Anwendung von Sonderbetonen.....	89
9.1.5.1	Konstruktionsleichtbetone.....	89
9.1.5.2	Hochfeste und ultrahochfeste Betone.....	91
9.1.6	Einfluss der Querschnittssteifigkeit und -geometrie am Beispiel eines Balkens.....	94
9.1.7	Einfluss der Fundierungsart auf integrale Tragwerke.....	100
9.2	Ausführungstechnische Möglichkeiten zur Reduzierung von Zwang.....	102
10	Zusammenfassung und Ausblick.....	105
	Abbildungsverzeichnis.....	108
	Tabellenverzeichnis.....	111
	Literaturverzeichnis.....	112

1 EINLEITUNG

1.1 Motivation

Dehnfugen- und Lagerkonstruktionen werden heutzutage traditionell in Tragwerken angeordnet, um Zwängungskräfte, die ansonsten durch Behinderung der Dehnungen auftreten würden, zu verhindern beziehungsweise zumindest deutlich zu reduzieren. Die Aufgabe einer Dehnfuge besteht grundsätzlich darin, Verformungen - egal welcher Größenordnung - im definierten Bereich der Fuge zu konzentrieren. Dehnfugen und Lager, die im Grunde auch nichts anderes als Fugen in einem Tragwerk darstellen, müssen daher in der Lage sein, die auftretenden Verschiebungen möglichst ohne Zwänge aufzunehmen. Dehnfugen- und Lagerkonstruktionen kommen dabei sowohl unabhängig vom Baustoff im Beton-, Stahlbeton-, Spannbeton- und Stahlbau als auch unabhängig vom Tragwerkstyp im Hochbau, Brückenbau, Tiefbau oder Industriebau zum Einsatz. Fugen stellen in Tragkonstruktionen trotz sorgfältiger Planung immer eine Schwachstelle im Bauwerk dar. Schadhafte Fugen können oft nur mit hohem Kostenaufwand instand gesetzt werden oder sind in manchen Fällen sogar irreparabel.

In den letzten Jahren und Jahrzehnten studierten die Menschen die Natur, um bestimmte Formen oder Mechanismen auf unsere Technik umzulegen. Es hat sich hierfür sogar ein eigener Wissenschaftszweig, die Bionik, entwickelt. So zeigt im Grunde auch die Natur, wie eine Tragstruktur für das Überspannen einer großen Spannweite ideal aussehen muss. Ein Beispiel für einen integralen Rahmen aus der Natur ist das in Abbildung 1.1 dargestellte Prebischtor in der Böhmischen Schweiz. Es ist mit einer Spannweite von 26,50 m die größte natürliche Sandstein-Felsbrücke Europas. Die maximale lichte Höhe beträgt 16 m und die minimale Dicke des gevouteten Überbaus beträgt 3 m [58].



Abbildung 1.1: Prebischtor

Die Forschung hat sich bis heute recht wenig mit dem Thema integrale Bauweise beschäftigt. Grund dafür ist vielleicht, dass deutlich höheres ingenieurmäßiges Wissen und Verständnis vom planenden Bauingenieur und eine sorgfältigere Herstellung vom ausführenden Bauunternehmen erforderlich sind. Der Wunsch des Bauherrn nach wartungsfreien und dauerhafteren Tragwerken wird in der Praxis jedoch immer lauter, weshalb in dieser Diplomarbeit die Vor- und Nachteile, die daraus resultierenden Eigenschaften und die große Palette an Einflussgrößen auf integrale Tragstrukturen erläutert werden.

1.2 Thema und Ziel dieser Arbeit

Thema dieser Diplomarbeit ist die in vielen Ingenieursdisziplinen wieder mehrfach angewendete und ausgeführte integrale Bauweise. Sie soll zunächst klären, wodurch die integrale Bauweise gegenüber der „konventionellen“ Bauweise mit Dehnfugen und Lagern charakterisiert ist, wodurch sie sich auszeichnet und was die Vor- und Nachteile sind. Anschließend werden anhand von Literaturrecherchen realisierte Bauprojekte vorgestellt, bei denen die integrale Bauweise bereits erfolgreich ausgeführt wurde. In weiterer Folge sollen die Ursache von Zwang bei integralen Tragwerken erläutert und typische Zwangseinwirkungen beschrieben werden. Hinterher wird das derzeit anzuwendende semi-probabilistische Sicherheitskonzept zur Bemessung von Ingenieurbauwerken gemäß der letztgültigen Normenreihe erklärt und die Problematik für die Berechnung von integralen Tragwerken erläutert. Außerdem werden die für statisch unbestimmt gelagerte Systeme möglichen Berechnungsmethoden zur Schnittgrößenermittlung aufgezeigt und ihre Anwendbarkeit für die Bemessung monolithischer Bauwerke erläutert. Abschließend sollen maßgebende Einflussgrößen für das Verhalten von integralen Tragwerken beschrieben und Möglichkeiten aus Sicht der Planung und Ausführung zur Reduzierung von Zwangseinwirkungen und -schnittgrößen erörtert werden.

Da die zu behandelnden Themenbereiche jeweils für sich komplexe und umfangreiche Teilgebiete darstellen, soll diese Arbeit aufgrund des begrenzten Umfangs lediglich einen Einblick in die komplizierten Zusammenhänge von integralen Bauwerken geben.

1.3 Aufbau der Arbeit

Diese Diplomarbeit wurde in zehn Kapiteln unterteilt. Nach dieser Einleitung werden in Kapitel 2 als erstes die Begriffe „integrale“ und „semi-integrale“ Tragwerke aus Sicht des Autors definiert und die Besonderheiten der monolithischen Ausführung charakterisiert. Weiters wird die geschichtliche Entwicklung des konstruktiven Ingenieurbaus und der Übergang von der ursprünglich angewandten integralen Bauweise zur heutigen konventionellen Bauweise mit Dehnfugen und Lagern erläutert. Abschließend werden im zweiten Kapitel die Vor- und Nachteile monolithischer Bauwerke erarbeitet und gegenübergestellt.

Kapitel 3 befasst sich ausschließlich mit integralen Bauwerken aus den unterschiedlichsten Ingenieursdisziplinen, welche in den letzten Jahren realisiert wurden. So werden Beispiele aus den Fachbereichen des Brückenbaus und Hochbaus beschrieben. Es wurden auch mittlerweile Parkhäuser mit beachtlichen Abmessungen in monolithischer Bauweise ausgeführt. Aber auch Sonderbauwerke wie ein Containerterminal in Bremerhaven oder eine Sanierung eines Fußgängertunnels in Wien wurden bereits erfolgreich geplant und ausgeführt.

Das vierte Kapitel beschreibt die heutzutage angewendeten Prinzipien und Grundsätze zur zwängungsfreien Lagerung von Tragwerken. Außerdem wird der Aufbau der beiden im Hochbau am häufigsten eingesetzten Lager, nämlich das Gleitlager und das Elastomerlager, vorgestellt. Die Lebensdauer eines solchen Konstruktionsteils ist jedoch deutlich niedriger als die des Bauwerks. Der Grund ist, dass Lager und Dehnfugen Verschleißteile darstellen, die sowohl durch äußere Lasten als auch durch Umwelteinflüsse belastet werden. Durch mangelhaften Einbau und unzureichende Wartung sinkt die Lebensdauer noch drastischer.

Die integrale Bauweise ist dadurch charakterisiert, dass keine Dehnfugen und Lager verbaut werden. Dadurch können die über die gesamte Lebensdauer eines Bauwerks anfallenden laufenden Erhaltungskosten deutlich minimiert werden. In Kapitel 5 werden deshalb das Ziel und die Bewertung sogenannter Lebenszykluskostenanalysen beschrieben.

Integrale Bauwerke sind aufgrund der monolithischen Bauteilverbindungen hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke. Das sechste Kapitel erläutert aus diesem Grund die baustatischen Grundlagen statisch unbestimmt gelagerter Systeme. In weiterer Folge wird das nichtlineare Tragverhalten eines Zweifeldträgers aus Stahlbeton beschrieben. Am Ende dieses Kapitels werden außerdem die Vor- und Nachteile eines statisch unbestimmten Tragwerks beleuchtet.

Im siebten Kapitel werden zunächst die Begriffe Zwang und Zwangseinwirkung beschrieben. Anschließend wird der Unterschied zwischen Beanspruchungen zufolge Last- und Zwangseinwirkungen und den daraus resultierenden Folgen für die Bemessung eines integralen Tragwerks erläutert. Auch die Überlagerung von direkten und indirekten Einwirkungen wirkt sich auf die Berechnung von Stahlbetonbauteilen aus. Deshalb wird auch das unterschiedliche

Tragverhalten eines Zugstabes aus Stahlbeton bei alleiniger Wirkung von zentrischem Zwang und gleichzeitiger Wirkung von Last und Zwang erläutert.

Durch die Einführung der EU-weit gültigen neuen Generation an Normen (Eurocodes) hat sich das Sicherheitskonzept für die Bemessung von Ingenieurbauwerken geändert. Im achten Kapitel werden deswegen die neue Definition von Sicherheit für Berechnungen im konstruktiven Bauwesen und die unterschiedlichen Nachweiskonzepte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit beschrieben. Abschließend werden die nach aktueller Stahlbeton-Bemessungsnorm zulässigen Verfahren zur Berechnung der Beanspruchungen statischer Systeme und besonders statisch unbestimmter Systeme erklärt.

Das neunte Kapitel gibt einen Einblick in die große Palette an Einflussgrößen bei integralen Bauwerken. Als erstes werden Möglichkeiten aus Sicht der konstruktiven Planung zur gezielten Minimierung von Zwangseinwirkungen und resultierenden Zwangsschnittgrößen aufgezeigt. Beton und Beton sind nämlich nicht gleich und können sich in ihrem Dehn- und Steifigkeitsverhalten voneinander gravierend unterscheiden. Diesen Umstand kann man sich aber bei monolithisch ausgeführten Tragwerken zu Nutze machen, indem die Zusammensetzung gezielt gesteuert wird. In den letzten Jahren wurde auf dem Sektor der Materialwissenschaften auch die Weiterentwicklung von Sonderbetonen erfolgreich vorangetrieben. So können durch den Einsatz von Konstruktionsleichtbetonen und Hochleistungsbetonen integrale Tragwerke optimiert werden. Aber auch aus Sicht der Bauunternehmen gibt es ausführungstechnische Möglichkeiten zur Reduzierung von Zwangseinwirkungen.

Im zehnten Kapitel werden abschließend die Erkenntnisse zusammengefasst.

2 INTEGRALE BAUWEISE

2.1 Begriffsdefinitionen

Im Laufe der Jahre wurde der Begriff „integrale“ Bauweise mehrfach in unterschiedlichem Zusammenhang angewendet. So kommt es auch immer wieder zu einer Vermischung der Bezeichnungen „semi-integral“ und „integral“. Es gibt bisher keine genaue Definition für die Bezeichnung „integrale Bauweise“, die eine klare Abgrenzung ermöglicht, weshalb im Folgenden zunächst einige Begriffe nach der Ansicht und Interpretation des Autors dieser Diplomarbeit genauer definiert werden.

Mit der Bezeichnung integrale Bauweise wird grundsätzlich die Art der Anschlussausbildung festgelegt. Gleichzeitig wird damit auch die Schnittgrößenübertragung in diesem Anschluss von zwei oder mehreren Bauteilen definiert. Von entscheidender Bedeutung ist, dass bei einem integralen Anschluss sämtliche auftretende Schnittgrößen, also sowohl Normal- und Querkkräfte als auch Momente, übertragen werden und dass keine vorgefertigten Lager vorgesehen werden. Das heißt, dass Relativverschiebungen zwischen den Bauteilen nicht auftreten. Demzufolge muss der betrachtete Querschnittsanschluss, wie man in der Statik sagt, biegesteif ausgebildet sein. Der Begriff „integral“ kann daher grundsätzlich auch durch die gleich bedeutenden Wörter „monolithisch“, „lagerlos“ oder „dehnfugenlos“ ersetzt werden.

Die Bezeichnung „dehnfugenlos“ wird jedoch fälschlicherweise öfters mit dem Begriff „fugenlos“ verwechselt. Aus herstellungstechnischen Gründen sind in der Regel natürlich im Tragwerk sogenannte Arbeitsfugen für Betonierabschnitte vorzusehen und entsprechend zu planen. Es handelt sich dabei jedoch um keine Fugen, bei denen im Endzustand Dehnwege durch eine freie und planmäßige Bewegung der Fugenkanten aufgenommen werden müssen. [67]

Die Bezeichnungen „integral“ und „semi-integral“ werden ebenfalls irrtümlich manchmal verwechselt beziehungsweise vermischt. Es gibt diesbezüglich keine normative Unterscheidung. So werden in Deutschland und teilweise in Amerika semi-integrale Brücken als integrale Brücken bezeichnet, was jedoch einen großen Unterschied ausmacht. Für die weitere Diplomarbeit werden daher, am Beispiel einer Brücke, jene Tragwerke als „semi-integrale“ Tragwerke bezeichnet, die zumindest eine monolithische Verbindung zwischen Über- und Unterbau, unabhängig von der Lage in Längs- und/oder Querrichtung, aufweisen. Die Tragwerksenden und weitere Zwischenstützungen können hingegen verschieblich ausgebildet sein. Diese Definition

kann für Hochbauten und andere Ingenieurbauwerke ebenfalls entsprechend sinngemäß angewendet werden.

2.2 Entwicklung des Ingenieurbaus

Quellen: Österreichisches Normungsinstitut [50] und [55]; Pötzl et al.. [57]; Straub [71]; Taferner [75]

Die meisten Brücken in der Natur sind in der Regel durch Erosion entstandene integrale Tragwerke (siehe Prebischtor, Abbildung 1.1). Sie widerstehen den natürlichen Temperatureinflüssen und Nutzlasten wie zum Beispiel Schnee schon teilweise mehrere tausend Jahre ohne ihre Tragfähigkeit zu verlieren.

Die integrale Bauweise hat besonders im Brückenbau eine sehr lange Geschichte. So wurden in der Antike Ingenieurbauwerke grundsätzlich als monolithische Steinbogentragwerke ausgeführt. Die Pont Julien (siehe Abbildung 2.1) ist beispielsweise eine römische Steinbogenbrücke im Südosten Frankreichs. Sie wurde im Jahre 3 vor Christus errichtet und war bis zum Frühjahr 2005 Teil der Departmentstraße 108. Sie hat eine Gesamtlänge von 117,70 m, wobei die maximale Stützweite des mittleren Feldes 16 m beträgt. In ihrer über 2000-jährigen Nutzungsdauer wurde sie bis zum Schluss regelmäßig mit Fahrzeugen befahren und ist trotz allem in einem sehr guten Zustand.



Abbildung 2.1: Pont Julien in Frankreich



Abbildung 2.2: Pantheon in Rom

Ein weiteres Beispiel herausragender Ingenieurskunst aus der römischen Antike ist das Pantheon in Rom (siehe Abbildung 2.2). Es wurde in den Jahren zwischen 118 und 125 nach Christi erbaut. Die Kuppel des Pantheons hat einen Durchmesser von 43 m und wurde mit dem damaligen römischen Beton (lateinische Bezeichnung „Opus Caementitium“) gebaut. Dieser „Beton“ bestand aus gebranntem Kalk, Wasser, Sand und Ziegelmehl.

Bis zum Beginn des Eisenbaus wurden für den Bau von Ingenieurhochbauten und Brücken Natursteine oder gebrannte Ziegel mit Lehm- und später Kalkmörtel verwendet. Zu dieser Zeit wäre man gar nicht auf die Idee gekommen, Dehnfugen oder gar Lager, wie sie heutzutage gerne angeordnet werden, zu verbauen. Das Wissen über Statik und Festigkeitslehre war zu dieser Zeit auch erst am Anfang und so wussten die damaligen Ingenieure auch nichts über Zwänge zum Beispiel infolge Temperatureinwirkungen und den daraus resultierenden Schnittgrößen.

Im Grunde war dies auch nicht notwendig, da Dehnungen zufolge Temperaturunterschiede im Mauerwerksbau bereits durch geringe Fugenbreiten durch den damals in der Regel verwendeten Kalkmörtel beinahe zwängungsfrei möglich sind. Bei konstanter Abkühlung konnte sich nämlich so in jeder Mörtelfuge ein kleiner Riss ausbilden, wodurch die Zwangsschnittgrößen relativ unscheinbar abgebaut werden wurden. Die Verkürzung wurde dadurch gewissermaßen auf einen großen Bereich gleichmäßig verteilt. Bei langen Bauteilen, wie sie heutzutage üblich sind, kann dieselbe Verkürzung nicht ohne weiteres einfach so „verschmiert“ werden. Abbildung 2.3 zeigt den Vergleich zwischen der „verschmierten“ Dehnung im Mauerwerksbau und der konzentrierten Dehnung im Stahl- und Betonbau. In der Abbildung ist oben Mauerwerk und unten ein äquivalenter homogener Bauteil aus Beton dargestellt.

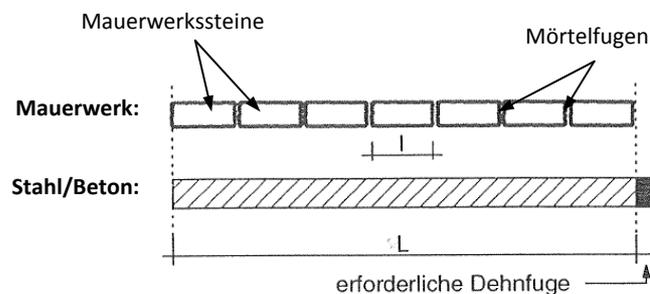


Abbildung 2.3: Vergleich Dehnung Mauerwerk und Stahl/Beton [57]

Man könnte damit dem Mauerwerksbau unterstellen, dass es sich dabei um keine wirklichen integralen Bauwerke handelt.

Mit Beginn des industrialisierten Eisenbaus im 19. Jahrhundert waren die Ingenieure also gezwungen sich mit Zwangsbeanspruchungen zu beschäftigen. Da die Auswirkungen von Zwang aufgrund der statischen Unbestimmtheit integraler Bauwerke zur damaligen Zeit rechnerisch noch nicht erfasst werden konnten, versuchte man einfach die Zwangsschnittgrößen durch planmäßige Bauwerksbewegungen, also durch Erhöhung der Freiheitsgrade des statischen Systems, zu vermeiden. Dies gelang durch den gezielten Einbau von Dehnfugen und Lagerkonstruktionen.

Ende des 19. Jahrhunderts war die Entwicklung des Eisenbetons so weit fortgeschritten, dass dieser langsam begann, den reinen Eisenbau zu verdrängen. Gerade der Baustoff Beton ist dafür geschaffen, um monolithische Tragwerke herzustellen. Die Weiterentwicklung des Eisenbetons zum Stahl- und Spannbeton führte schlussendlich zur Verdrängung der integralen Bauweise, da mit diesen Baustoffen „echte“ monolithische Bauwerke hergestellt werden konnten. Besonders im Spannbetonbau ist der Abbau von Zwangsschnittgrößen durch Rissbildung massiv eingeschränkt.

So wurde die Entwicklung von Lager- und Fugenkonstruktionen stark forciert, um Tragstrukturen möglichst zwängungsfrei ausführen zu können. Im Brückenbau konnten damals gute Erfahrungen mit der gezielten Auftrennung von Über- und Unterbau gemacht werden, sodass die integrale Bauweise mehr und mehr in Vergessenheit geraten ist.

Im Hochbau wurden grundsätzlich schon immer monolithische Bauwerke hergestellt, wobei dies in der Regel nicht in Rechnung gestellt wird. So werden im Allgemeinen im statischen Modell Stützen gelenkig an Decken und Decken gelenkig an aussteifende Wände oder Kerne angeschlossen.

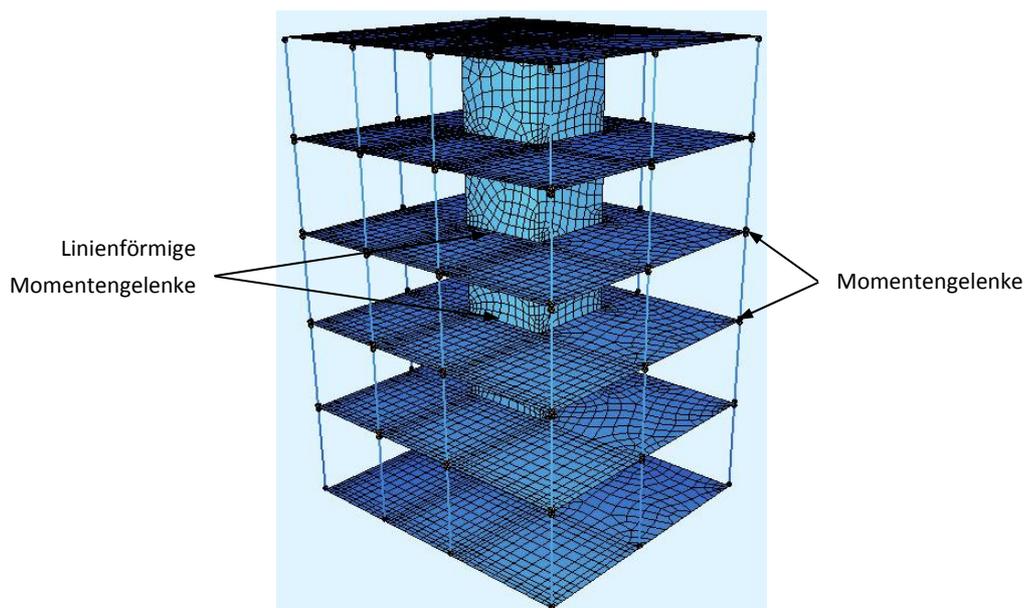


Abbildung 2.4: Statisches Modell Hochbau

Zur weiteren Förderung der zwängungsfreien Lagerung von Hochbauten wurden in der aktuellen Stahlbeton- und Spannbetonnorm ÖNORM EN 1992-1-1 [55] folgende Festlegungen für die Grundlagen der Tragwerksplanung getroffen:

2.3.3 Verformungseigenschaften des Betons

(1)P Auswirkungen aus Verformungen, die durch Temperatur, Kriechen und Schwinden hervorgerufen sind, müssen in der Bemessung berücksichtigt werden.

(2) Diese Auswirkungen sind im Allgemeinen ausreichend berücksichtigt, wenn die Anwendungsregeln dieser Norm eingehalten werden. Wert sollte ebenfalls auf Folgendes gelegt werden:

- durch die entsprechende Wahl der Betonzusammensetzung sind die Verformungen und die Rissbildung zu minimieren, die aus frühem Umsetzen von Bauteilen sowie aus Kriechen und Schwinden stammen;
- Verformungsbehinderungen sind durch den Einbau von Auflagern oder Fugen zu minimieren;
- den Einfluss von vorliegenden Verformungsbehinderungen bei der Bemessung zu berücksichtigen.

(3) Für den Hochbau dürfen Auswirkungen aus Temperatur und Schwinden auf das Gesamttragwerk vernachlässigt werden, wenn Fugen im Abstand von d_{joint} vorgesehen werden, die die entstehenden Verformungen aufnehmen.

ANMERKUNG: Der landesspezifische Wert d_{joint} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 30 m. Für Tragwerke aus Fertigteilen darf der Wert darüber liegen, da ein Teil der Verformungen aus Kriechen und Schwinden bereits vor dem Einbau stattfinden.

Der Österreichische Normenausschuss hat in der ÖNORM B 1992-1-1 [50], dem nationalen Anhang zur ÖNORM EN 1992-1-1 [55], keine weiteren Angaben oder Ergänzungen diesbezüglich gemacht. Diese „Anwendungsregeln“ sind für den Stahlbeton- und Spannbetonbau allgemein gültig, weshalb heutzutage Ingenieurbauwerke danach geplant werden. Die damit einhergehenden Auswirkungen bleiben in der Regel jedoch unberücksichtigt.

2.3 Vor- und Nachteile der integralen Bauweise

Quellen: Engelsmann et al. [13] ; HALFEN [23] und [24]; Taferner [75]

Abbildung 2.5 und Abbildung 2.6 zeigen heutzutage vielfach ausgeführte Details im Hochbau. Im linken Bild von Abbildung 2.5 ist beispielsweise eine klassische Konsole an einer Stahlbetonstütze mit elastisch gelagertem Träger zu sehen. Das rechte Bild zeigt das Detail eines mit Dehnfuge ausgebildeten Anschlusses einer Hochbaudecke an einer anderen.

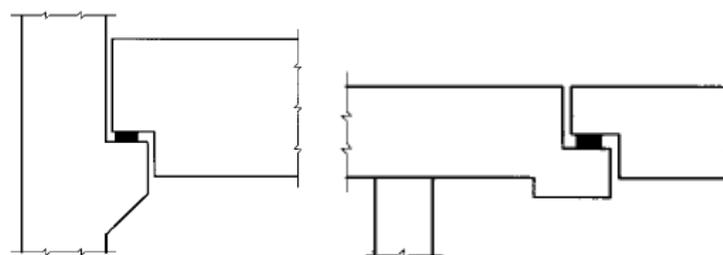


Abbildung 2.5: Hochbaudetails von Konsolen mit Lager [23]

Sollen keine Auflagerkonstruktionen mit Lager zum Beispiel entlang von Deckenrändern ausgeführt werden, zeigt Abbildung 2.6 die altbewährte Lösung durch Anordnung von Doppelstützen oder zweifachen Wänden an Plattenrändern. Dadurch wird jedoch die Homogenität eines Tragwerks zur Gänze zerstört.

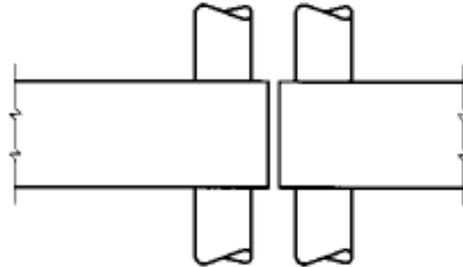


Abbildung 2.6: Hochbaudetail einer Doppelstütze bei einer Dehnfuge [23]

Im Hochbau werden in Dehnfugen auch vermehrt anstelle von Lagerkonstruktionen Querkraftdorne angeordnet. Sie gewährleisten eine zwangungsfreie und verformungsverträgliche Dehnung beispielsweise von Plattenrändern. Abbildung 2.7 zeigt verschiedene Typen von Querkraftdornen der Firma HALFEN. Nachteilig sind jedoch einerseits wie bei Lagern die Anschaffungskosten und andererseits die aufwändiger zu verlegende Bewehrung am Deckenrand (siehe Abbildung 2.8).



Abbildung 2.7: HALFEN Querkraftdorne [24]



Abbildung 2.8: Aufwendige Anordnung von Querkraftdornen in Dehnfuge [24]

Ein großer Nachteil bei der Verwendung von Lagern sind einerseits die Anschaffungskosten während der Bauzeit und andererseits, dass diese verschleissen. Dies muss bei der Planung bereits

berücksichtigt werden. Es ist daher oft erforderlich, dass zum Beispiel Stützen oder Wände in ihrer geometrischen Form verändert oder zumindest angepasst werden müssen, damit die Zugänglichkeit zum Lager gewährleistet und ein eventueller Austausch des Lagers möglich ist. Für einen Lagertausch müssen nämlich entsprechende Pressenansatzpunkte vorgesehen werden. In der Regel sind heutzutage bei komplizierten Tragwerken auch entsprechende Lagertauschkonzepte von den planenden Bauingenieuren zu erstellen. Es kann zum Beispiel der Fall sein, dass der Lagertausch während dem Betrieb des Bauwerks nicht möglich ist. Unter Umständen wird vom Bauherrn aber auch gefordert, dass der Tausch eines Lagers aus statischer Sicht auf jeden Fall während des Betriebes möglich sein muss. Der Austausch einer fehlerhaften Dehnfugen- oder Lagerkonstruktion kann unter Umständen sehr kompliziert und aufwendig sein und in manchen Fällen ist es deshalb erforderlich, dass Teile eines Bauwerks für den Zeitraum der Instandsetzung gesperrt werden müssen. Dies kann für den Betreiber auch einen weiteren entsprechenden finanziellen Schaden bedeuten, der ebenfalls nicht zu vernachlässigen ist.

Dehnfugen können bei unzureichender Wartung mit der Zeit durch Schmutz oder Gesteinsmaterial verschlossen werden. Typisches Beispiel wären die Fahrbahnübergänge von Brücken oder Fugenkonstruktionen in einer Industriehalle mit Gabelstaplerbetrieb. Eine verlegte Fuge kann Schäden an benachbarten Bauteilen verursachen, da die bei der Tragwerksbemessung planmäßigen Dehnwege plötzlich behindert werden, wodurch die Gebrauchsfähigkeit rasch eingeschränkt sein kann.

Übergangskonstruktionen zur Abdeckung von Dehnfugen können nur in den seltensten Fällen so genau eingebaut werden, dass die Oberkante gleich hoch ist wie die der beiden angrenzenden Bauteile. Außerdem weisen sie aufgrund ihrer jeweiligen Konstruktion keine durchgehende Oberkante auf. Bei der Überfahrt mit einem Kraftfahrzeug kommt es dadurch zu einer stoßartigen Belastung der Tragwerksbauteile. In Hochbauten sind deswegen zum Teil auch aufwendige Konstruktionen notwendig, damit es zu keiner Körperschallübertragung in benachbarte Räumlichkeiten kommen kann. Durch die stoßartige Belastung kommt es zusätzlich zu einer Geräuschentwicklung, die die Wohnqualität von Anwohnern in der näheren Umgebung stark beeinflussen können.

Unabhängig von der Beanspruchung weisen Fugen- und Lagerkonstruktionen im Vergleich zum Bauwerk eine deutlich geringe Lebensdauer auf. Sie sind grundsätzlich Bauteile, die in regelmäßigen Abständen mit Sorgfalt begutachtet werden müssen, um Schäden frühzeitig erkennen zu können. Dies ist natürlich mit entsprechenden laufenden Kosten verbunden, was sich bei der Betrachtung der Lebenszykluskosten eines Tragwerks in Form erhöhter Unterhaltskosten widerspiegelt. Lager- und Fugenkonstruktionen erhöhen also einerseits die Baukosten und andererseits die vielfach vernachlässigten Unterhaltskosten. Doch gerade die über die gesamte Nutzungsdauer entstehenden Kosten machen in der Regel einen großen Anteil der endgültigen Gesamtkosten aus. Die Hintergründe der Lebenszykluskosten-Analyse werden im Kapitel 5 ab Seite 38 beschrieben.

Gerade im Hoch- und Industriebau ist der Brandschutz immer ein wichtiges Thema. Im Fall von Dehnfugen sind entsprechend teurere Typen zu verwenden, da bei selbst entwickelten Abdeckungen im Allgemeinen keine brandschutztechnische Zulassung vorgelegt werden kann.

Ein weiterer nicht vernachlässigbarer Punkt ist die Tatsache, dass durch die Anordnung von Lagern die Kräfte lokal in konzentrierter Form übertragen werden. Das bedeutet, dass es oberbeziehungsweise unterhalb eines Lagers zu einer örtlichen Spannungskonzentration kommt, was wiederum eine Konzentration der erforderlichen Bewehrung bedeutet. Abbildung 2.9 zeigt den Vergleich des ebenen Hauptspannungsverlaufs eines entsprechend Abbildung 2.5 auf einer Konsole gelagerten Trägers zu einem monolithischen Rahmen.

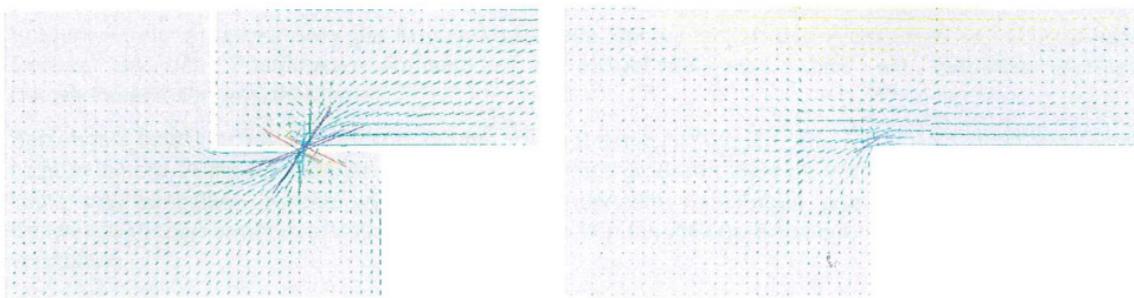


Abbildung 2.9: Spannungstrajektorien gelagerter Rahmen vs. integraler Rahmen [75]

Dieses Beispiel zeigt eindeutig, dass eine integrale Tragstruktur gegenüber einer herkömmlich gelagerten Struktur eine deutlich „harmonischere“ und kraftflussorientierte Schnittgrößenübertragung mit sich bringt.

Ein weiterer wichtiger Aspekt, der für die integrale Bauweise spricht, ist die Tatsache, dass integrale Tragstrukturen aufgrund der statischen Unbestimmtheit in der Regel von der statischen Bemessung unberücksichtigte Tragreserven aufweisen. Bei lokaler Überbeanspruchung können sich Fließgelenke ausbilden und die Schnittgrößen werden auf benachbarte Bauteile, die noch ausreichende Tragreserven aufweisen, umgelagert. Entscheidend ist nur, dass die Stahl- und Stahlbetontragwerke eine ausreichende Rotationstragfähigkeit aufweisen. Besonders im Betonbau ist bei der statisch konstruktiven Planung darauf zu achten, damit diese Reserven im schlimmsten Fall auch genutzt werden können.

Integrale Tragwerke weisen im Allgemeinen aufgrund der monolithischen Verbindungen außerdem günstigere Schwingungseigenschaften auf, was bei dynamischer Belastung wie zum Beispiel bei Erdbeben von Vorteil sein kann.

Durch die integrale Bauweise wird Architekten zusätzlich eine größere Freiheit für die gestalterische Planung von Tragwerken gegeben, da auf störende Fugen, egal ob Dehnfuge oder Lager, nicht mehr Rücksicht genommen werden muss. Durch die monolithischen Bauteilverbindungen können außerdem die Querschnittsschlankheiten deutlich erhöht werden, wodurch Tragwerksplaner erheblich ästhetischere Ingenieurtragwerke verwirklicht werden können.

Entsprechend den zuvor beschriebenen Vorteilen, kann zusammenfassend gesagt werden, dass durch die integrale Bauweise außerordentlich robuste, dauerhafte und dadurch besonders wartungsarme Ingenieurtragwerke geplant und hergestellt werden können.

Folgende Nachteile gehen daher mit der Verwendung von Dehnfugen und Lagern einher:

- Die Fugenkonstruktionen müssen fachgerecht geplant und dem Stand der Technik entsprechend ausgeführt werden.
- Die ersten Investitionskosten steigen.
- Aus herstellungstechnischen Gründen erhöht sich die Bauzeit.
- Dehnfugen und Lager sind wartungsintensive Bauteile, wodurch die Unterhaltskosten des Bauwerks steigen.
- Dehnfugen und Lager haben gegenüber dem Bauwerk eine deutlich geringere Lebensdauer, weshalb sie während der Bauwerksnutzung mehrfach vollständig erneuert werden müssen.
- Dehnfugen sind potentielle Schwachstellen, bei denen beispielsweise Wasser eintreten kann.
- Durch die Auftrennung des Tragwerks wird die Gesamtsteifigkeit deutlich reduziert.
- Das Erscheinungsbild wird durch die Teilung des Bauwerks massiv verändert.

Die integrale Bauweise bringt jedoch nicht nur Vorteile mit sich. Der Verzicht auf Dehnfugen und Lager hat nämlich tiefgreifende Auswirkungen auf die Bemessung von Tragwerken, da dadurch Tragwerksdehnungen und -verdrehungen nicht mehr ungehindert möglich sind. Diese Verformungsbehinderung verursacht bei Temperatureinwirkungen und Verschiebungen Zwangsschnittgrößen. Aufgrund der statischen Unbestimmtheit sind diese Schnittgrößen stark abhängig von der Gesamtsteifigkeit des statischen Systems und der Steifigkeitsverteilung im Tragwerk. Die wirklichkeitsnahe Modellierung der Untergrundverhältnisse hat aufgrund des Einflusses auf die Steifigkeitsverteilung ebenfalls hohe Priorität. Wie in der weiteren Arbeit auch gezeigt wird, ist es in der Regel sinnvoll und notwendig für die statische Bemessung nichtlineare Materialmodelle zu berücksichtigen.

Die lagerlose Bauweise hat auch negative Auswirkungen auf die einsetzbaren Bauverfahren. So ist das im Brückenbau weit verbreitete Taktschiebverfahren nicht anwendbar. Der Einsatz von Fertigteilen und das nachträgliche monolithische Verbinden sind zwar denkbar, aufgrund der Bewehrungsführung jedoch nur mit entsprechendem Mehraufwand verbunden.

Die Nachteile der integralen Bauweise können grundsätzlich darin zusammengefasst werden, dass aufgrund der großen Palette an Einflussgrößen deutlich höhere Anforderungen an den Tragwerksplaner gestellt werden.

3 BISHER REALISIERTE INTEGRALE INGENIEURBAUTEN

Die integrale Bauweise kann grundsätzlich in vielen Disziplinen der Tragwerksplanung sowohl im Brücken- als auch im Hoch- und Industriebau sowie bei Sonderbauwerken zum Einsatz kommen. In diesem Kapitel werden einige integrale Bauwerke vorgestellt, die in den letzten Jahren geplant und ausgeführt wurden.

3.1 Brücken

3.1.1 Neue Traunbrücke in Siegsdorf

Quelle: Fuchs et al. [19]

Die neue Traunbrücke in Siegsdorf (Oberbayern, Deutschland) ist eine vorgespannte integrale Zweifeldbrücke über die Weiße Traun. Aufgrund eines direkt am Brückentragwerk angrenzenden Kreisverkehrs und den wasserwirtschaftlichen Forderungen konnte die Gemeinde Siegsdorf von dem Tragwerkskonzept einer integralen Brücke überzeugt werden.

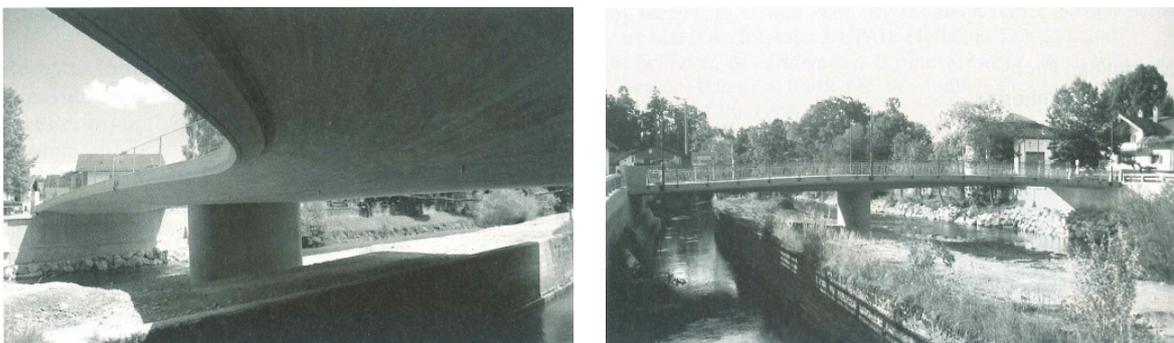


Abbildung 3.1: Neue Traunbrücke. Links Untersicht, rechts Ansicht [19]

Infolge der geforderten Zweifeldlösung mit Feldlängen von zirka 18,80 m und 24,00 m und der Forderung nach einer glatten Brückenuntersicht waren Stahl- und Stahlverbundquerschnitte ausgeschlossen. Deshalb kam ein Plattenquerschnitt aus Stahlbeton zum Einsatz. Aufgrund der direkten Anbindung des Brückentragwerks an den Verkehrsknoten waren die Überbauhöhen stark

eingeschränkt. Deswegen entschieden sich die Tragwerksplaner für eine integrale Bauweise und spannten den Brückenüberbau in die Widerlager ein. Trotz der Komplexität der Randbedingungen konnten die Bauwerksabmessungen und der Querschnitt in einem iterativen Prozess optimiert werden.



Abbildung 3.2: Kreisverkehrsanlage mit neuer Traunbrücke in Siegsdorf [19]

Die neue Traunbrücke in Siegsdorf wurde in einer insgesamt zehnmonatigen Bauzeit hergestellt. Aufgrund der monolithischen Bauweise konnte dem Bauherrn gegenüber einer herkömmlich gelagerten Brücke ein wartungs- und erhaltungsarmes Brückentragwerk übergeben werden. Die Traunbrücke zeigt, dass durch die integrale Bauweise unter Einbeziehung aller Randbedingungen gestalterisch anspruchsvolle und wirtschaftliche Konstruktionen realisiert werden können.

3.1.2 Brücke Auerbachstraße in Stuttgart

Quelle: Deutsche Zement- und Betonindustrie [6]

Die vierfeldrige Brücke Auerbachstraße über die Heilbronner Straße in Stuttgart (Deutschland) wurde ebenfalls ohne Fugen und Lager ausgeführt, wodurch sie sehr wartungsfreundlich ist.



Abbildung 3.3: Brücke Auerbachstraße [6]

Im Übergangsbereich vom Brückenüberbau auf die Straße ist anstelle eines Fahrbahnüberganges eine schräg verlaufende Schleppplatte angeordnet. Dadurch ist die Brücke auch geräuscharm. Die

Spannweite der Brücke Auerbachstraße beträgt 130 m. Die Felder haben Stützweiten von 20 m, 43 m, 33 m und 19 m. In Abbildung 3.3 ist das Hauptfeld mit der Stützweite von 43 m zu sehen. Eine weitere Besonderheit ist, dass der Grundriss des Tragwerks S-förmig verläuft (siehe Abbildung 3.4).



Abbildung 3.4: Brücke Auerbachstraße [7]

Der Überbau hat eine Breite von 11,80 m und eine Dicke von 1,00 m. Die Kragarme sind zum Rand hin auf eine Dicke von 30 cm gevoutet. Die Lastabtragung aus dem Überbau erfolgt durch den unterhalb angeordneten Bogen und die Stützscheiben in die Pfeilerscheiben. Diese weisen eine bemerkenswerte Stärke von nur 40 bis 80 cm auf. Die Fundierung der Pfeiler und Widerlager erfolgt durch Tiefgründungen mit bis 20 m langen Pfählen. Es wurden zum Teil auch schräge Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 90 cm vorgesehen. Das gesamte Brückentragwerk ist außerdem nur mit schlaffer Bewehrung ausgeführt.

3.1.3 La-Ferté-Steg in Stuttgart

Quellen: Deutsche Zement- und Betonindustrie [7]; Structurae [32]; Taferner et al. [74]

Der La-Ferté-Steg ist eine integrale Fußgänger- und Radfahrerbrücke in Stuttgart-Zuffenhausen (Deutschland). Die Brücke wurde 2006 mit dem deutschen Brückenbaupreis in der Kategorie „Fuß- und Radwegbrücken“ ausgezeichnet.

Sie überspannt eine Länge von insgesamt 118,50 m. Die Stützweite des Hauptfeldes hat eine Länge von 28,00 m. Der Überbau besteht aus einem einsteigigen Plattenbalken mit einer Gurtbreite von 3,50 m. Charakteristisch für den La-Ferté-Steg sind einerseits der stark gekrümmte Grundriss mit einem Bogenradius von 53,70 m und andererseits die extrem schlank ausgeführten Stahlstützen (siehe Abbildung 3.5). Die gewählte Stützenausbildung und die gebogene Tragwerksform lassen trotz fugenloser Bauweise beinahe zwängungsfreie Verformungen der Brücke zu, wodurch die Bauweise auch ermöglicht wurde.



Abbildung 3.5: La-Ferté-Steg (Quellen: links [7], rechts [32])

3.2 Hochbau

3.2.1 Bauzentrum Riem

Quellen: Haumann+Fuchs [26]; Hild und K [27]

Das neue Bauzentrum in Riem (München, Deutschland) befindet sich auf einem schmalen Grundstück und ist ein Anbau an ein bestehendes Parkhaus.



Abbildung 3.6: Bauzentrum Riem - Fassadenansicht [27]

Das Gebäude hat eine Länge von 52 m und eine Breite von 6,50 m im Ausstellungsbereich und 16 m im Seminarbereich. Auf sieben Geschossen (Keller-, Erd- und fünf Obergeschosse) stehen zirka 3000 m² Ausstellungsfläche, Büros, ein Vortragssaal und verschiedene Seminarräume zur Verfügung. Die Besonderheiten dieses Gebäudes ist die fugenlose Bauweise über 52 m Länge mit unterzugfreien Decken, was hohe Anforderungen an die Tragwerksplanung stellte. In Abbildung 3.6 ist die Fassade des fertigen Bauzentrums und in Abbildung 3.7 die unbehandelte Betonoberfläche im Inneren des Gebäudes zu sehen.



Abbildung 3.7: Bauzentrum Riem [27]

3.2.2 Bürogebäude Europahaus

Quelle: Ingenieurbüro S+P [30]

Das Bürogebäude Europahaus ist ein achtgeschossiger Neubau mit einer zweigeschossigen Tiefgarage und sechs Bürogeschossen in der Weststadt Darmstadt (Deutschland). Das Gebäude ist als Skelettbau geplant und wird durch vier Treppenhauskerne in den Gebäudeecken ausgesteift, wodurch eine hohe Flexibilität in der Nutzung gegeben ist. Die Besonderheit bei diesem Bauwerk ist ebenfalls die fugenlose Ausführung trotz der Abmessungen von rund 80 mal 50 m.



Abbildung 3.8: Bürogebäude Europahaus - Bauzustand [30]

Die Abtragung der Kernlasten erfolgt durch einzelne Bodenplatten, die durch einen Fundamentrost, auf dem auch die Stützen gegründet sind, miteinander verbunden sind (siehe Abbildung 3.8). Die Bodenplatte der zweigeschossigen Tiefgarage wurde nachträglich in drei Betonierabschnitten zwischen Stützen und Wänden hergestellt. Dadurch konnte die Zwangsbeanspruchung und die erforderliche Bewehrungsmenge reduziert werden. Abbildung 3.9 zeigt das Bürogebäude im Bauzustand und in Abbildung 3.10 ist die südwestliche Ansicht der fertigen Fassade zu sehen.



Abbildung 3.9: Bürogebäude Europahaus Bauzustand [30]



Abbildung 3.10: Bürogebäude Europahaus Ansicht [30]

3.2.3 Kongresszentrum an der Neuen Terrasse Dresden

Quellen: Fink et al. [18]; Leonhardt [37]

Die „Neue Terrasse Dresden“ ist ein Fußgängerweg am Elbufer (Deutschland). Sie setzt die Brühlsche Terrasse entlang der Elbe fort. Das neue internationale Kongresszentrum ist dabei eines der Gebäude an der Neuen Terrasse.



Abbildung 3.11: Kongresszentrum Dresden [37]

Die Tragwerksplaner mussten aufgrund der unmittelbaren Nähe der Elbe und der bis zu 35 m weit gespannten Geschoßdecken einige Sonderlösungen entwickeln. Abbildung 3.11 zeigt die Außenansichten des fertigen Gebäudes. In Abbildung 3.12 ist der Bauzustand des Gebäudes zu sehen.



Abbildung 3.12: Kongresszentrum Dresden [37]

Das fünfstöckige Gebäude kann prinzipiell in drei Abschnitte aufgeteilt werden. Die Tiefgarage wurde als weiße Wanne ausgeführt und ist grundsätzlich eine Stahlbeton-Scheiben-Konstruktion. Das erste Geschoß wurde als Stahlbeton-Skelett-Bauweise mit aussteifenden Kernen konzipiert. Die beiden oberen Geschoße sind Stahlträgerrostsysteme, die mit Betonfertigteilen verkleidet wurden.

Die Fundierung des Kongresszentrums erfolgt durch insgesamt 307 Ortbeton-Bohrpfähle mit Durchmessern von 60 cm, 120 cm und 150 cm, die sowohl Druck- als auch Zugkräfte abtragen. Als erweiterter Hochwasserschutz wurden im Bauzustand noch 403 GEWI-Pfähle nachträglich eingebaut.

Aufgrund der integralen Bauweise über die gesamte Geschossfläche machen die Zwangsschnittgrößen rund 90 % der horizontalen Gesamtlasten aus und sind daher von maßgebender Bedeutung. Als Lasten wurde unter anderem Schwinden, Kriechen und eine Temperaturdifferenz von 10 °C im Inneren des Gebäudes angesetzt.

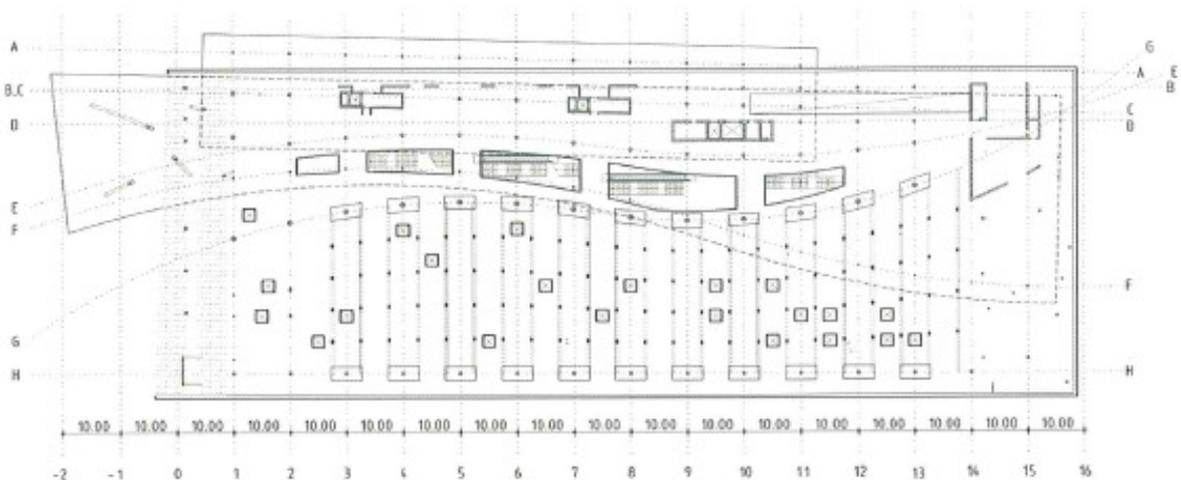


Abbildung 3.13: Kongresszentrum Dresden Grundriss Terrassenplatte [18]

Aufgrund der großen Spannweite der Erdgeschoßdecke von bis zu 35 m wurde diese in Stahlbeton-Verbundbauweise mit Unterspannung ausgeführt (siehe Abbildung 3.14, linkes Bild).

Aufgrund der großen Decken-Verformungen und der hohen Zwangsbeanspruchung in der Platte und in den Kernen wurde die Unterspannung zusätzlich vorgespannt.



Abbildung 3.14: Kongresszentrum Dresden (Quellen: links [37], rechts [18])

3.3 Parkhäuser

3.3.1 Parkhaus Nürnberg

Quelle: Fastabend et al. [15]

Im Zuge einer Umplanung des Einkaufszentrums in Langwasser Nürnberg (Deutschland) zu Beginn der 90er Jahre sollte anstelle des Kundenparkplatzes ein neues Parkhaus mit drei Etagen und ein neuer Baumarkt entstehen. Abbildung 3.15 zeigt den Grundriss von einem der Parkgeschosse.

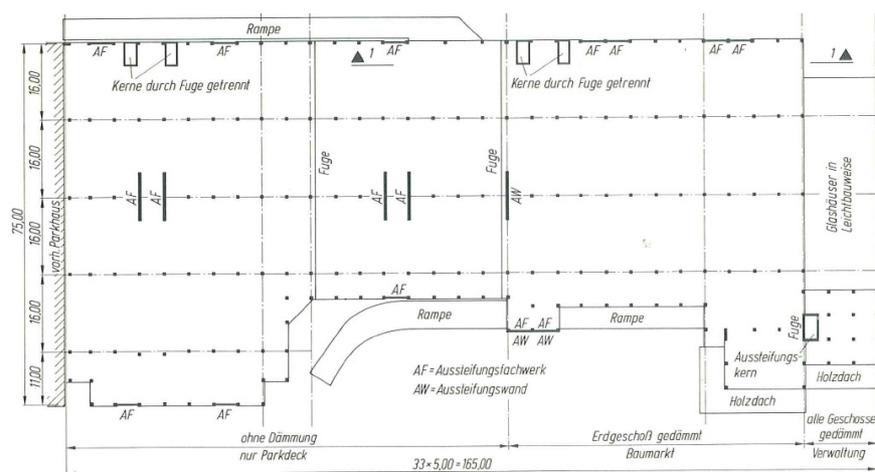


Abbildung 3.15: Parkhaus Nürnberg Grundriss [15]

Die Außenabmessungen des Parkhauses betragen 75 m mal 165 m. Auf dieser Fläche wurden insgesamt nur drei Dehnfugen an Stellen von Grundrissversprüngen und Bereichen von

Nutzungsänderungen vorgesehen. Zur Aussteifung der einzelnen Bauteile wurden Stahlbeton-Fachwerk-Fertigteile angeordnet. Als Deckenquerschnitt wurden vorgefertigte und vorgespannte Plattenbalken mit Elementdecken und Ortbetonergänzung vorgesehen. Abbildung 3.16 zeigt den Querschnitt des eingesetzten Deckensystems.

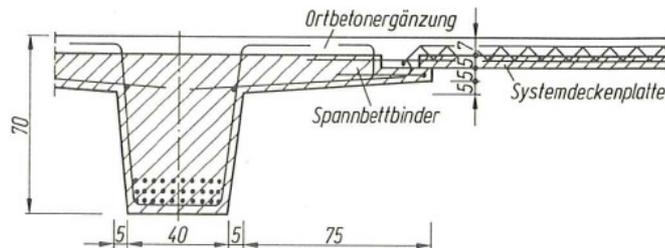


Abbildung 3.16: Parkhaus Nürnberg Deckensystem [15]

3.3.2 Parkhaus Neue Landesmesse Stuttgart

Quellen: Angelmaier et al. [1]; Hoesch-Bausysteme [28]

Das Parkhaus der Neuen Landesmesse Stuttgart (Deutschland) ist inzwischen ein Erkennungszeichen des Messezentrums geworden und wurde mit dem European Steel Award 2007 ausgezeichnet. Das Parkhaus hat eine Gesamtfläche von 125.000 m² und bietet damit Platz für 4.100 Fahrzeuge.



Abbildung 3.17: Parkhaus Landesmesse Stuttgart [28]

Beim Tragwerk des Parkhauses handelt es sich grundsätzlich um eine über 300 m lange semi-integrale Stahlbetonverbundbrücke mit fachwerkartigen Hauptträgern mit Hauptstützweiten von rund 100 m über der Autobahn A8 (siehe Abbildung 3.18). Die Tragwerksplaner haben daher weitgehend auf Lager- und Fugenkonstruktionen verzichtet. Der Festpunkt der Brückenkonstruktion wurde am Widerlager auf der Seite der Messe gewählt. Auf der Seite der Erschließungsspindeln ist das Tragwerk querfest gehalten. Die Hauptstützen sind jedoch zur Gänze

mit dem Tragwerk biegesteif verbunden. Zur Reduzierung der Zwangskräfte sind die Stützen in Längsrichtung biegeweich ausgebildet.



Abbildung 3.18: Parkhaus Landesmesse Stuttgart Ansicht Einfahrtsrampe [1]

Die einzigen Bauwerksfugen haben sich zwischen dem durchgehenden Autobahndeckel und den Parkhausspindeln ergeben (siehe Abbildung 3.19).



Abbildung 3.19: Parkhaus Landesmesse Stuttgart Ansicht Erschließungsspindel [1]

3.3.3 Parkhaus Hauptbahnhof Mannheim

Quelle: Kleffmann Verlag [14]

Beim Hauptbahnhof Mannheim (Deutschland) wurde ein neues fünfgeschossiges Parkhaus für rund 326 Fahrzeuge errichtet.

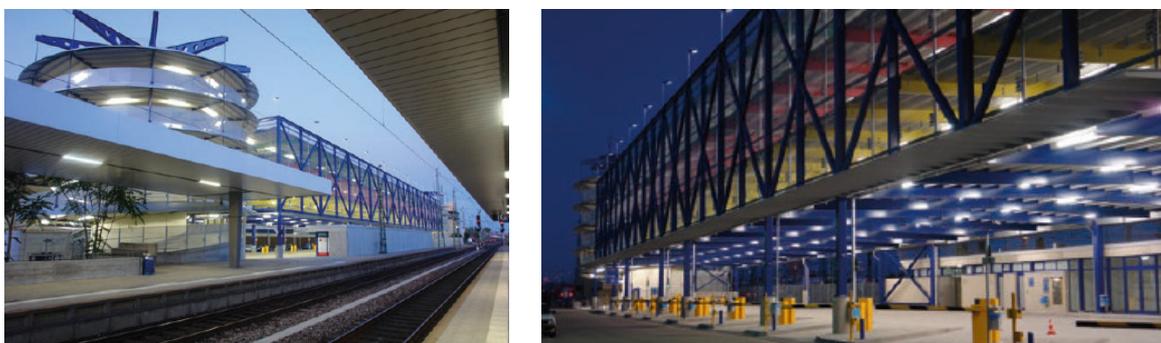


Abbildung 3.20: Parkhaus Hauptbahnhof Mannheim [14]

Die statischen Besonderheiten des Tragwerks sind die fugenlose Bauweise des über 100 m langen Parkhauses und die stützenfreie Ausbildung der Erschließungsspindel. Im Erdgeschoss wurde

außerdem ein Busbahnhof für den Fernverkehr eingerichtet, weshalb die Erdgeschosssebene möglichst frei von Stützen sein musste. Deshalb wurden entlang der Längsfassaden gebäudehohe Fachwerkträger angeordnet.

3.3.4 Parkhaus CHL Centre Hospitalier de Luxembourg

Quelle: Brauch et al. [2]

Im Jahr 2006 wurde für das Centre Hospitalier de Luxembourg ein viergeschossiges Parkhaus für 643 Fahrzeuge hergestellt. Die Grundfläche hat die Abmessungen 125,00 m mal 43,60 m.



Abbildung 3.21: Parkhaus CHL Westansicht [2]



Abbildung 3.22: Parkhaus CHL Südansicht [2]

Aufgrund der vom Bauherrn vorgegebenen kurzen Planungs- und Bauzeit mussten die Tragwerksplaner eine für den Bauablauf zeitoptimierte Lösung entwerfen. Dies wurde durch mehrere Maßnahmen erreicht. So wurde erstens eine Ausführung mit Stahlbeton-Verbunddecken und Stahlstützen gewählt. Weiters wurden die Decken über die gesamte Geschossfläche fugenlos mit Stahlfaserbeton hergestellt. Damit konnte bis auf die Randbereiche der Decken auf die Verlegung der klassischen schlaffen Bewehrung verzichtet werden.

3.4 Sonstige Bauwerke

3.4.1 Containerterminal in Bremerhaven

Quelle: Morgen et al. [45]

Der Containerterminal in Bremerhaven (Deutschland) gehört zu den größten Container-Umschlagplätzen in Europa und die Containerkaje ist die längste Stromkaje der Welt. Die bestehende Containerkaje ist in fünf Bauabschnitten von 1969 bis heute auf eine Gesamtlänge von etwa 3192 m angewachsen.

Die ersten drei Bauabschnitte (südliche Erweiterung, CT1 und CT2) des Containerterminals wurden mit Großfertigteilen mit Einzelgewichten von 480 Tonnen hergestellt. Die Blöcke hatten eine Länge von 63 m und waren durch Dehnfugen getrennt. Der Abschnitt CT3 wurde Mitte der 90er Jahre in Ortbetonbauweise in Abschnitten von 70 m Länge hergestellt. Die Dehnfugenkonstruktionen waren jedoch von Beginn an immer eine massive Schwachstelle. Einerseits waren die Ausführung und die Abdichtung der Fugen sehr kompliziert. Andererseits hat sich herausgestellt, dass die verwendeten Fugenmaterialien unter den vorherrschenden Umwelteinflüssen nicht dauerhaft genug waren und diese deshalb regelmäßig unter großem Aufwand erneuert werden mussten. Abbildung 3.23 zeigt zwei Beispiele von fehlerhaft ausgeführten Fugenkonstruktionen im Abschnitt CT3.



Abbildung 3.23: Containerterminal Bremerhaven schadhafte Fugen [45]

Aufgrund der aufgetretenen Probleme bei den Dehnfugen wünschte sich der Bauherr für die nächste Erweiterung eine dauerhaftere Konstruktion. In den Jahren 2002 und 2003 wurde daher nach einigen Untersuchungen und Berechnungen die Containerkaje CT3a mit einer Gesamtlänge von etwa 340 m in integraler Bauweise hergestellt. Im Zuge der Planung des Abschnitts wurden vom Bauherrn, der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft und den planenden Ingenieuren Bestimmungen für die Betonrezeptur, Einbaubedingungen und Nachbehandlung festgelegt. So durften zum Beispiel für die Regelbauteile nur Zement der Güte CEM III und Zuschlagstoffe mit geringer Wärmedehnzahl verwendet werden.

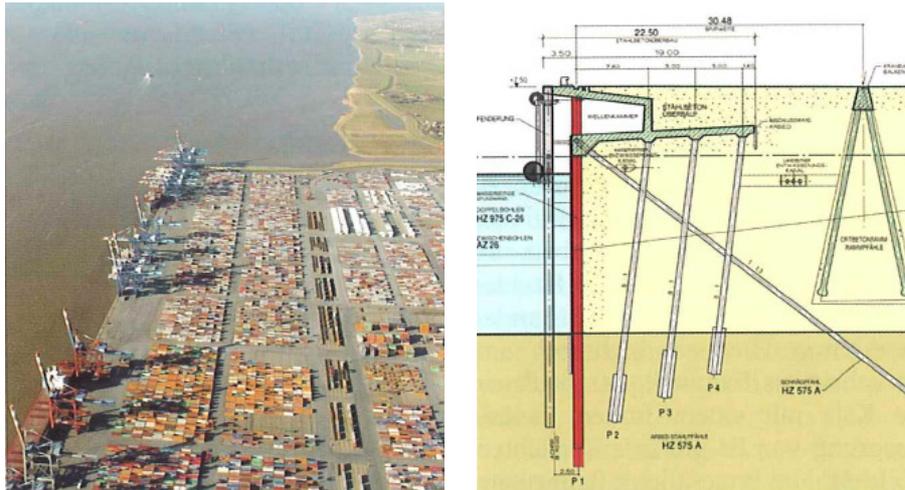


Abbildung 3.24: Containerterminal Bremerhaven: links von oben, rechts Querschnitt Containerkaje [45]

Abbildung 3.24 zeigt links eine Luftaufnahme der Containerkaje CT3a und rechts den dazu gehörigen Querschnitt der Kaje. Abbildung 3.25 zeigt die Bewehrung des monolithischen Kaimauerüberbaus.



Abbildung 3.25: Containerterminal Bremerhaven Bewehrung Kajenkopf [45]

Ein Jahr nach Herstellung des letzten Betonierabschnitts wurde das Rissbild vor Ort visuell aufgenommen und bewertet. Einzig und allein am Kajenkopf, der den klimatischen Bedingungen direkt ausgesetzt ist, überstieg die tatsächlich aufgetretene Rissbreite die maximal geforderten Grenzwerte. Es wurden daher lokal Risse mit Epoxidharz nachverpresst.

Insgesamt konnte sich die fugenlose Bauweise aber durch eine dauerhafte und äußerst robuste Bauweise auszeichnen. So entschied der Bauherr den nächsten Bauabschnitt CT4 mit einer Gesamtlänge von 1680 m ebenfalls in monolithischer Bauweise in Auftrag zu geben.

3.4.2 Sanierung Wedelkanal

Quelle: Seitz [67]

Der Wedelkanal in Heidenheim (Deutschland) ist ein Hochwasserabflusskanal. Aufgrund mehrfacher Überschwemmungen in der Innenstadt im Frühjahr wurde der Wedelkanal im Jahr 1929 reguliert und zukünftig im Bereich der Innenstadt in einem zweizelligen, geschlossenen Stahlbetonkanal mit Rechteckquerschnitt geführt. Die Überdeckung des Kanals hat über die Jahre hinweg hervorragend funktioniert. Zufolge Alterung und Gebrauch sind jedoch mit der Zeit immer mehr Mängel und Schäden festgestellt worden. Es wurden daher Sanierungsversuche durchgeführt, die aber nicht zum gewünschten Ziel geführt haben. So waren binnen kurzer Zeit wieder in größerem Umfang Hohlstellen, Abplatzungen der Betondeckung an der Unterseite der befahrenen Decke und massiv korrodierende Bewehrung feststellbar. Außerdem kam es aufgrund teilweise großer Risse an mehreren Stellen zu Wassereintritten. Abbildung 3.26 zeigt einen der beiden Kanalzellen.



Abbildung 3.26: Wedelkanal Bestand [67]

Als erste Maßnahme wurde der Deckel mithilfe von Stützen in der Mitte der beiden Zellen unterstellt. Eine vollständige Neuherstellung des Kanals kam aufgrund der dadurch entstehenden Einschränkungen für den Verkehr und die Geschäfte nicht in Frage.

Nach umfangreichen Untersuchungen entschieden sich die damaligen Planer für die Herstellung eines sogenannten Inliners aus Stahlbeton. Es sollten daher im Lichtraum der bestehenden Kanäle zwei neue Zellen hergestellt werden. Die Sanierung wurde in zwei Abschnitte mit einer Länge von jeweils 160 m unterteilt, wobei die Abschnitte dehnfugenlos hergestellt werden sollten. Es konnten dadurch die prädestinierten Schwachstellen von Fugenbändern so weit wie möglich vermieden werden. Die Hilfsunterstellung sollte dabei während der Baumaßnahmen bis zur Fertigstellung die alte Kanaldecke entlasten (siehe Abbildung 3.27, links). Für die Bauausführung wurden die beiden 160 m langen Teilabschnitte in Betonierfelder mit einer Länge von jeweils 10 m aufgeteilt. Im Fall des Wedelkanals erwies es sich als sinnvoll die einzelnen Felder nacheinander herzustellen.

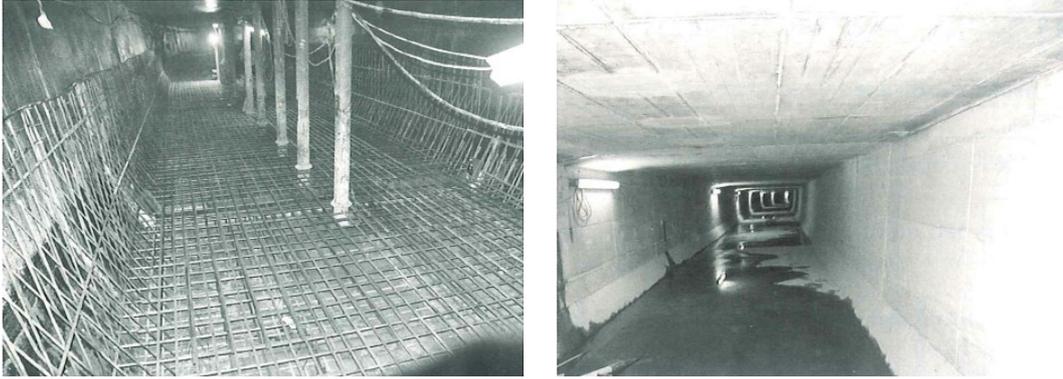


Abbildung 3.27: Wedelkanal: links Bauzustand, rechts Endzustand [67]

Nach Einbau der Hilfsunterstellung wurde die Oberfläche des alten Kanals von losem Betonmaterial mithilfe von Hochdruckwasserstrahlen gereinigt. Anschließend musste stellenweise die Oberfläche aufgrund zu großer Unebenheiten reprofiliert werden. Vor dem Einbau des Inliners wurde die alte Oberfläche noch abschließend mit einem Gleit- und Trennmittel beschichtet. Dadurch wurde dem Inliner für den Abbau von Schwind- und Temperaturzwingen eine gewisse Bewegungsmöglichkeit gegeben. Für die Erneuerung des Kanals wurde auch eine spezielle Betonrezeptur mit reduzierter Schwinddehnung entwickelt. Abbildung 3.27 zeigt auch den Endzustand des erfolgreich sanierten Wedelkanals.

3.4.3 Sanierung ÖBB-Personentunnel Einwanggasse

Die ÖBB plante im Zuge einer Erhöhung der Brückenklasse eine teilweise Erneuerung des Tragwerks des Personentunnels in der Einwanggasse. Der Tunnel befindet sich auf der Westbahnstrecke im 14. Wiener Gemeindebezirk im Bereich des Bahnhofes Penzing. Dieser ermöglicht Fußgängern das Unterqueren der an dieser Stelle sechsgleisigen Strecke. Das ursprüngliche Tragwerk wurde 1913 errichtet und besteht im Wesentlichen aus zwei Widerlagerwänden und einer WIB-Decke („Walzträger in Beton“-Decke).



Abbildung 3.28: ÖBB-Personentunnel Einwanggasse Bestand Zugänge

Abbildung 3.28 zeigt die beiden bestehenden Zugänge des Personentunnels in der Einwanggasse. In Abbildung 3.29 ist die zum großen Teil bereits stark korrodierte WIB-Decke zu sehen.



Abbildung 3.29: ÖBB-Personentunnel Einwanggasse Bestand WIB-Decke

Die lichte Breite des etwa 34 m langen Tunnels beträgt im Mittel rund 4 m. Unter den Gleisen 2, 4 und 6 wurde die Tragwerksplatte bereits 1985 erneuert. Nun sollten auch die Deckenkonstruktionen unter den Gleisen 1, 3 und 5 erneuert werden.

Das erste Sanierungskonzept sah den Abbruch der bestehenden Decke und die Herstellung einer neuen Deckenkonstruktion mit Stahlbeton-Fertigteilen vor. Von Seiten der ÖBB war jedoch der Wunsch nach einer Sanierungsmöglichkeit, bei der der Bahnverkehr möglichst gering eingeschränkt werden sollte. Dies konnte mit dem ersten Konzept des beauftragten Planungsbüros nicht erfüllt werden.

Das zweite Sanierungskonzept sah schließlich die Herstellung eines statisch tragenden Stahlbeton-Inliners über die gesamte Tunnellänge bei uneingeschränktem Bahnbetrieb vor. Der Inliner ist als statisches System einem Rahmen mit durchgehender Bodenplatte äquivalent. Dies hatte zusätzlich den Vorteil, dass der gesamte Durchgang schlussendlich aus derselben Tragstruktur bestehen würde. Von Seiten des Auftraggebers wurde dieses Konzept akzeptiert.

Vor der Herstellung des Inliners waren zusätzlich einige Baumaßnahmen notwendig. So wurde die alte Bodenplatte abgebrochen, um eine ausreichende lichte Durchgangshöhe im neuen Tunnel gewährleisten zu können. Weiters wurden lose Wandverkleidungen abgestemmt und große Unebenheiten mit geeignetem Material egalisiert. Anschließend wurden ein dickes Schutzvlies und eine Tunnelabdichtung verlegt und auf den bestehenden Widerlagern und der alten Tunneldecke befestigt. Abschließend wurde der neue fugenlose Stahlbetonrahmen mit durchgehender Bodenplatte in drei Abschnitten hergestellt. Für die Reihenfolge der Herstellung kam das Pilgerschrittverfahren zum Einsatz. Das heißt, es wurden zunächst die beiden Randabschnitte und abschließend das mittlere Feld hergestellt. Das linke Bild von Abbildung 3.30 zeigt die Einrüstung des mittleren Betonierabschnittes. Das rechte Bild zeigt den fertig hergestellten Stahlbetonrahmen.



Abbildung 3.30: ÖBB-Personentunnel Einwanggasse: links Bauzustand,-rechts Endzustand

4 LAGER UND DEHNFUGEN

4.1 Lager

4.1.1 Allgemeines

Quellen: Eggert et al. [11]; Holst [29]; Österreichisches Normungsinstitut [48]

Lager im Bauwesen sind in Österreich seit dem Jahr 2000 in der ÖNORM EN 1337-1 [48] normativ geregelt. Die enthaltenen Regeln und Bemessungsansätze basieren wie alle anderen Europäischen Normen auf dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept.

Laut Definition sind Lager Bauteile, die Verdrehungen zwischen zwei Bauwerksteilen ermöglichen, anforderungsgemäß definierte Lasten übertragen und Verschiebungen verhindern (feste Lager) oder in einer Richtung (geführte Lager) oder in allen Richtungen einer Ebene (allseitig bewegliche Lager) erlauben sollen. Durch Lager werden daher die Bewegungsmöglichkeit und das Verformungsverhalten des angeschlossenen Bauteils gesteuert. Sind zum Beispiel ausschließlich feste Lager vorgesehen, treten keine Relativverschiebungen aus einer Temperaturdifferenz auf.

Bereits beim ersten Tragwerksentwurf werden die Lagerungsbedingungen direkt oder indirekt festgelegt. Es sind umfangreiche Kenntnisse über die Verwirklichbarkeit von Lagern erforderlich, um später Schäden zu vermeiden.

In den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts wurden folgende sieben Lagerungsgrundsätze definiert, um zukünftig Schäden zu vermeiden:

- Die Lagerung eines Bauwerks soll möglichst zwängungsfrei sein:
Die zwängungsfreie Lagerung wird dann erreicht, wenn nur ein festes Lager, ein einseitig bewegliches Lager mit Bewegungsrichtung auf das feste Lager und im Übrigen nur allseitig bewegliche Lager vorgesehen werden. Jede Abweichung von diesem Lagerschema verursacht Zwänge, deren Schnittgrößen von allen Bauteilen aufgenommen werden müssen.
- Statische Berechnungen sollten stets auf der sicheren Seite liegen.
- Grundsätze der Geometrie und Kinematik gelten auch für Brücken.
- Bauwerksverformungen enthalten keine Sicherheiten.

- Hochwertige Lager funktionieren nur bei ordnungsgemäßem Einbau:
Mangelhaft eingebaute Lager können hohe Zwangskräfte verursachen.
Beispiele: außerplanmäßig geneigte Gleitlager, teilweise einbetonierte Elastomerlager, Lager, die in die planmäßige Richtung nicht genau beweglich sind und ähnliche Fälle.
- Lager sind Bauteile, die einer Kontrolle und Wartung bedürfen:
Bewegliche Lager können mit der Zeit verschmutzen und dadurch wären sie in ihrer Bewegungsmöglichkeit unplanmäßig behindert. Außerdem sind Lager im Allgemeinen Witterungseinflüssen ausgesetzt.
- Über die Lebensdauer moderner Lager ist nichts bekannt:
Es muss davon ausgegangen werden, dass die Lebensdauer der Lager deutlich geringer ist als die der Bauwerke. Die Möglichkeit eines Lagertausches muss daher gegeben sein.

Der erste Grundsatz, dass Bauwerke möglichst zwangsfrei gelagert sein sollen, entspricht der weit verbreiteten „traditionellen“ Meinung von Tragwerksplanern. Grund hierfür ist der Wunsch nach möglichst überschaubaren statischen Systemen.

Lager sind hoch beanspruchte Verschleißteile. Sie werden sowohl durch direkte als auch durch indirekte Lasten beansprucht. Zu den direkten Lasten zählen Windlasten und horizontale (Anfahren und Bremsen) und vertikale Verkehrslasten. Längen- beziehungsweise Dehnungsänderungen zählen zu den indirekten Einwirkungen. Diese entstehen durch Temperatureinwirkungen, Vorspannung, Kriechen, Schwinden und Relaxation. Je höher die Beanspruchung ist, desto kürzer ist dementsprechend auch die Lebensdauer, wobei von den Lagerherstellern bezüglich der Lebensdauer ihrer Lager keine Angaben gemacht werden.

4.1.2 Lagerarten

Quellen: Eggert et al. [11]; Holst [29]; Reisner & Wolff [61] und [62]

Generell wird zwischen festen und beweglichen Lagern unterschieden. Abbildung 4.1 zeigt die Fülle an unterschiedlichen Lagerausbildungen.

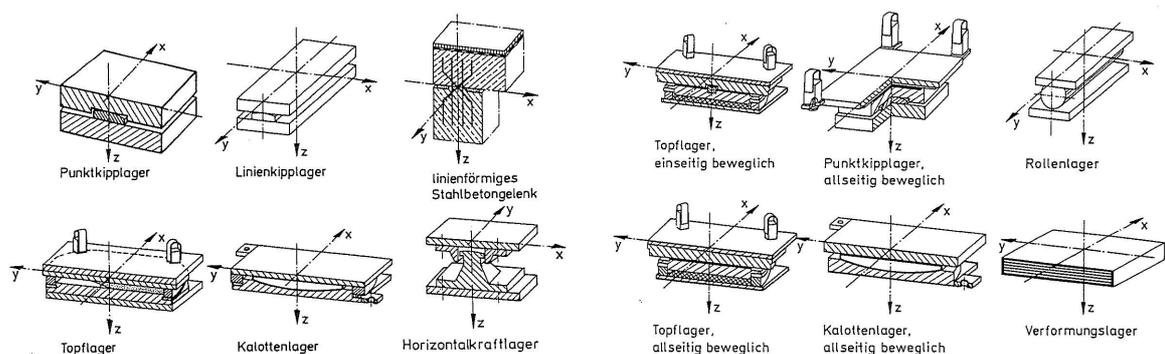


Abbildung 4.1: Beispiele unterschiedlicher Lager, links feste Lager, rechts bewegliche Lager [29]

Im Hochbau sind die beiden häufigst eingesetzten Lager das Gleitlager und das Elastomerlager. Im Folgenden werden daher diese beiden Lagertypen kurz beschrieben.

Ein **Gleitlager** wird aus einem festen Lager gebildet, indem auf das Lager ein Gleitteil aufgesetzt wird. Die Gleitebene wird durch zwei Platten und einer dazwischen befindlichen Polytetrafluorethylen-Schicht (Abkürzung: „PTFE“) hergestellt. Das PTFE hat einen äußerst geringen Reibungskoeffizienten, wobei die Haftreibung gleich groß ist wie die Gleitreibung, und es neigt zum sogenannten Kaltfluss: Es verformt sich im kalten Zustand plastisch. Das Reibungsverhalten wird durch die Temperatur und die Flächenpressung bestimmt, wobei bei tiefen Temperaturen große und bei großer Auflast kleine Reibungswerte vorliegen.

Elastomerlager zählen sicherlich zu den meist verbreiteten Lagern im Bauwesen. Sie übertragen die Kräfte durch Verformung des Lagers und werden daher auch als Verformungslager bezeichnet. Ein Elastomer ist ein gummielastischer Kunststoff auf Basis von Chloroprene-Kautschuk. Es wird durch Vulkanisierung des synthetischen Kautschuks hergestellt. Grundsätzlich kann für die Fertigung auch Naturkautschuk verwendet werden, wobei Elastomerlager aus Synthetik-Kautschuk eine höhere UV-Beständigkeit aufweisen. Zur Erhöhung der Druckfestigkeit bestehen die Verformungslager generell aus mehreren Elastomerschichten und dazwischen angeordneten Stahlplatten. Die Elastomerverformungslager sind meist für einen Temperaturbereich von -25°C bis $+50^{\circ}\text{C}$ zugelassen.

Für nähere Informationen zu allen Lagertypen wird auf das Buch „Lager im Bauwesen“ [11] verwiesen.

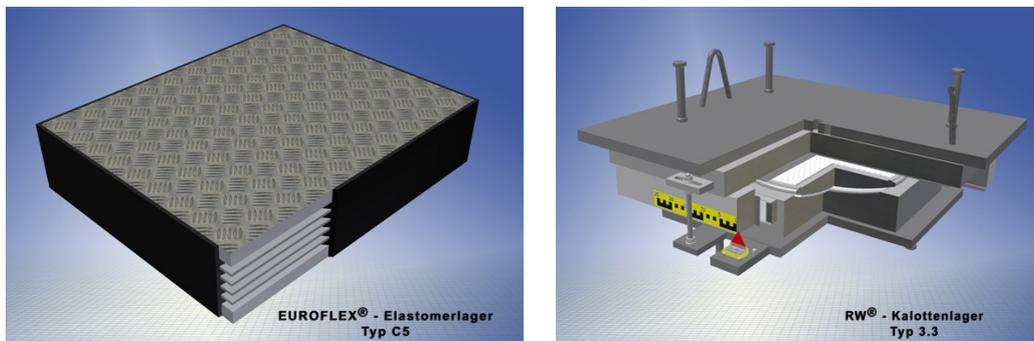


Abbildung 4.2: Lager der Fa. Reisner & Wolff (Quellen: links [61], rechts [62])

Abbildung 4.2 zeigt einige gängige Lager der Firma Reisner & Wolff.

4.2 Dehnfugen

4.2.1 Allgemeines

Quellen: Holst [29]; Pröbster [59]

Dehnfugen werden in Bauwerken traditionell genutzt, um Zwangskräfte infolge von Temperatureinwirkungen, Schwinden des Betons oder Fundamentsetzungen zu verhindern oder zumindest zu reduzieren. Die Aufgabe von Dehnfugen ist die Konzentration der auftretenden Dehnungen an einer definierten Stelle des Tragwerks. Es können dabei Relativverschiebungen sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung auftreten. Eine Fugenübergangskonstruktion hat einerseits die Aufgabe, die darunter befindliche Fuge abzudecken und andererseits den „nahtlosen“ Übergang des Belages zu ermöglichen. Sie muss sich daher der veränderlichen Spaltbreite und bei großen Dehnfugen der Änderung des Endtangentialwinkels anpassen können. Diese Anpassung kann durch elastische oder geometrische Verformungen von Kunststoffprofilen oder durch ineinander gleitende Blechkonstruktionen bewerkstelligt werden (siehe Abbildung 4.3 und Abbildung 4.5).

Dehnfugen in Parkhäusern, in Garagen oder klassisch bei Brücken werden zusätzlich durch Verkehr dynamisch beansprucht. Es wirken dabei stoßartige Lasten in vertikaler und horizontaler Richtung.

Die in Kapitel 4.1.1 beschriebenen Grundsätze für Lager sind auf Dehnfugenkonstruktionen ebenso direkt anwendbar. Das heißt, Dehnfugen können ebenfalls nur technisch einwandfrei funktionieren, wenn sie auch ordnungsgemäß eingebaut wurden. Weiters muss bereits bei der Planung beachtet werden, dass Fugenkonstruktionen wartungsintensiv sind und dass ihre Lebensdauer ebenfalls deutlich unter der des Bauwerks liegt. Es muss daher davon ausgegangen werden, dass eine Dehnfuge aufgrund der Abnutzung nach einer nicht vorhersehbaren Zeit vollständig erneuert werden muss.

4.2.2 Ausbildungsmöglichkeiten

Quellen: Holst [29]; mageba [39], [40] und [41]; Reisner & Wolff [60] und [63]

Entsprechend dem aufzunehmenden Dehnweg gibt es verschiedene Ausführungsvarianten. Im Folgenden werden einige Varianten vorgestellt.

Für kleine Dehnwege von maximal ± 10 mm, wie sie in Hochbauten mit kleinerem Grundriss auftreten, sind keine besonderen Fugenkonstruktionen notwendig. Abbildung 4.3 zeigt Beispiele verschiedener Profile der Firma mageba. Das linke und rechte Profil basiert auf ineinander

verschiebliche Aluminiumbleche. Beim mittleren Profil werden die Dehnungen hingegen durch ein elastisches Gummiprofil aufgenommen.



Abbildung 4.3: Fugenübergänge der Firma mageba (Quellen: links [41], mitte [40], rechts [39])

Bei Asphalt als Belag (beispielsweise bei Brücken oder Parkhäusern) und Dehnwegen von maximal + 25 mm (Ausdehnung) und - 12,5 mm (Stauchung) besteht auch die Möglichkeit, versteckte Asphaltübergänge herzustellen. Abbildung 4.4 zeigt hierfür die Ausbildung einer solchen Übergangskonstruktion.

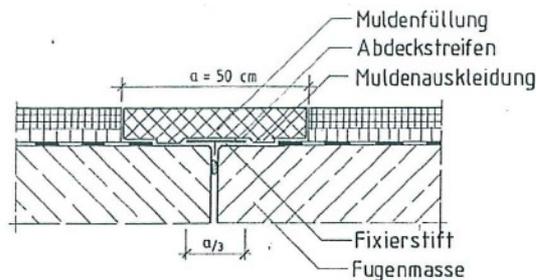


Abbildung 4.4: Versteckte Dehnfuge aus Asphalt [29]

Für das Funktionieren einer Asphaltdehnfuge muss der größte Anteil der Verschiebungswege jedoch durch langsam ablaufende Einwirkungen wie Temperatur, Schwinden, Kriechen und Setzungen verursacht werden.

Für die Überbrückung größerer Dehnwege sind deutlich aufwändigere Konstruktionen aus Stahl und Elastomer notwendig. Der prinzipielle Aufbau besteht aus einem oder mehreren Faltpprofilen aus Elastomer, die in Stahlprofile eingeklemmt sind (siehe Abbildung 4.5, links). Mit diesen Dehnfugenkonstruktionen sind Dehnwege von bis zu ± 50 mm aufnehmbar. Verschiebungen von bis zu ± 200 mm sind durch sogenannte Fingerübergänge realisierbar. Im rechten Bild von Abbildung 4.5 ist ein solcher Übergang der Firma Reisner & Wolff dargestellt.

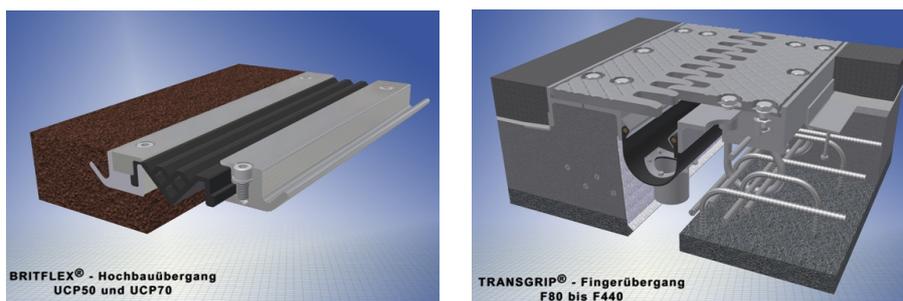


Abbildung 4.5: Fugenübergänge der Firma Reisner & Wolff (Quellen: links [60], rechts: [63])

4.3 Versagen von Fugen

Quellen: Eggert [11]; Pröbster [59]

Fugen sind grundsätzlich potentielle Schwachstellen in jeder Tragstruktur, da das Tragwerk an dieser Stelle gezielt geschwächt wird. Bereits während der Bauwerksherstellung können Folgeschäden auftreten, wenn die Fuge nicht fachgerecht geplant oder hergestellt worden ist.

Unter dem Versagen einer Fuge wird grundsätzlich das außerplanmäßige und damit frühzeitige Schadhafwerden des Bauteils verstanden. Die Dehnfuge oder das Lager kann dann nicht mehr die ihr beziehungsweise die ihm ursprünglich zugedachten Anforderungen und Aufgaben erfüllen. Beim Ausdruck „frühzeitig“ muss man jedoch vorsichtig sein, denn die Lager- und Fugenabdeckungshersteller können keine genauen Angaben über die Lebensdauer ihrer Produkte machen, da der Grad der Belastung und die Einwirkungsarten natürlich einen enormen Einfluss darauf haben. Unbestreitbar ist aber die Tatsache, dass Fugenkonstruktionen eine deutlich geringere Lebensdauer als das Bauwerk, in dem sie verbaut sind, vorweisen können.

Dehnfugen und Lager erfahren während ihrer Nutzung folgende Belastungen und Einflüsse:

- Verschiebungen durch zyklische Längenänderungen der angeschlossenen Tragwerksteile durch klimatisch bedingte Temperaturänderungen im Tag-Nacht-Zyklus und Sommer-Winter-Zyklus,
- einmalige zeitabhängige Verschiebungen durch das Schwinden von Betonbauteilen,
- Verschiebungen durch das Quellen von angeschlossenen Bauteilen aus Mauerwerksziegeln oder Holz,
- Zwangsverschiebungen durch nicht zu verhindernde Baugrundsetzungen und
- Witterungseinflüsse in Form von Regen und bei direkter Sonneneinstrahlung Erwärmung und UV-Strahlung.

Bei Verkehrswegen kommt es aufgrund von Taumittleinsatz zusätzlich zu einer „Bewitterung“ mit chloridhaltigem Wasser, wodurch Kunststoffe und Metalle stärker angegriffen werden.

Die Gründe für das Versagen einer Fuge sind äußerst vielfältig. Mehrfach werden die Dehnwege von Fugen falsch berechnet und unterschätzt. Die Folge ist, dass die Fugen zu gering dimensioniert werden, wodurch womöglich ein Bauteil außerplanmäßig auf das benachbarte Bauteil anstößt und auf dieses Verschiebungen ausübt. In einem solchen Fall werden die Fugenabdeckungen ebenfalls überbeansprucht. Die Bauwerksverschiebungen im Falle eines Erdbebens dürfen bei der Planung von Fugen auch nicht vernachlässigt werden. Bei einer zu kleinen Fuge kann es bei einem Erdbeben ansonsten passieren, dass die beiden Fugenkanten ebenfalls aneinander stoßen.

In Dehnfugen werden von den Baufirmen sehr oft EPS-Dämmplatten als verlorene Schalung eingelegt. Die Polystyrol-Platten haben aber eine hohe Schubsteifigkeit in Plattenrichtung. Bei

vertikalen Differenzbewegungen der Fugenkanten kann es dann zu teilweise massiven Kantenausbrüchen kommen.

Dehnfugen und Lager sind in der Regel der freien Bewitterung ausgesetzt - zum Beispiel direkte Regeneinwirkung, über Fugen abfließendes Regenwasser oder direkte UV-Strahlung. Durch diese Umwelteinflüsse altert jedes Material schneller. Elastomere werden dadurch deutlich schneller brüchig und verlieren ihre Elastizität und Dauerhaftigkeit.

Ein weiterer Hauptgrund für schadhafte Fugen ist die mangelhafte Ausführung. In Abbildung 4.6 sind Beispiele von fehlerhaft eingebauten Lagern zu sehen. Im oberen linken Bild ist zu sehen, dass die obere Kontaktfläche zwischen Lager und Bauteil versetzt ist. In der Kontaktfläche hat sich eine Gleitfuge, vermutlich verursacht durch Schalungsöl, ausgebildet. Bei geneigten Bauteilober- oder -unterkanten müssen im Bereich eines Lagers die Bauteilkanten parallel sein. Im oberen rechten Bild ist zu sehen, dass für das Lager an der neigten Unterkante des Fertigteils eine horizontale Fläche hergestellt wurde. Doch das Lager wurde auf der Baustelle nicht an der vorgesehenen Stelle eingebaut. Außerdem wurde an der Lageroberseite ein viel zu dünnflüssiger Haftmörtel verwendet. Im unteren linken Bild wurde das Lager zu groß geplant und bis zur Außenkante des darüber befindlichen Bauteils gezogen. Dadurch kam es zum Ausbruch der Betonkante. Im unteren rechten Bild ist deutlich ein schiefer Spalt zwischen Lager und Bauteil zu sehen. Dadurch werden das Lager und die beiden Bauteile erheblich konzentrierter und vor allem unplanmäßig belastet. Ursache für diesen Fehler war ein Schalungsgrat an der Bauteilunterkante des aufliegenden Bauteils.

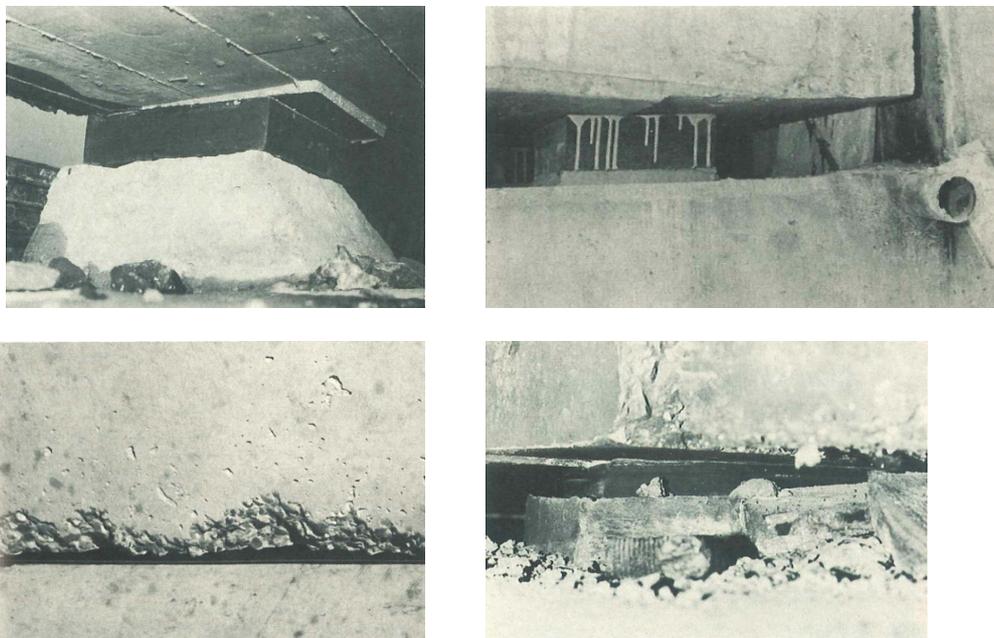


Abbildung 4.6: Fehlerhaft eingebaute Lager [11]

5 LEBENSZYKLUSKOSTEN

5.1 Ziel einer Lebenszykluskostenanalyse

Quellen: Girmscheid et al. [20]; Graubner et al. [21]; Syska [73]

In der Bauwirtschaft ist der Preiskampf mehr denn je entfacht, da durch die Globalisierung Billiglohnländer in den Markt drängen. Für die Auftragsvergabe beschränken sich besonders die öffentlichen Bauherren viel zu oft nur auf die jeweiligen Anbotssummen. Den am Markt teilnehmenden Unternehmen bleibt dadurch schließlich nichts anderes übrig, als sich gegenseitig preislich zu unterbieten. Diese Preisspirale wirkt sich natürlich negativ auf den Ertrag von planenden Ingenieurbüros und Bauunternehmen aus. In diesem Wettbewerb können schlussendlich nur jene überleben, die effizient haushalten und über genügend Liquidität verfügen, um Perioden, in denen ausschließlich nur die Fixkosten abgedeckt werden können, zu durchtauchen. Schon in den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts haben amerikanische Ökonomen aufgezeigt, dass die Qualität eines Produktes oder einer Dienstleistung zwangsläufig darunter leiden muss, wenn Märkte im Grunde nur vom Preiswettbewerb geprägt sind beziehungsweise werden.

Die zum größten Teil fragmentierte Bauprozessgestaltung führt in der Regel zu ungelösten Schnittstellenproblemen zwischen Bauherrn, Planern und den ausführenden Unternehmen. Bei Fehlern geht es in erster Linie immer zunächst darum, einen Schuldigen zu finden, damit die Frage der Mehrkosten geklärt ist. Die Folge sind suboptimale Teilleistungen. Ganzheitliche Innovationen werden jedoch kaum entwickelt, da jeder Projektbeteiligte nur auf seine eigenen kurzfristigen Einzelinteressen achtet.

In der Bauwirtschaft hat in den letzten Jahren ein langsames Umdenken bei der Planung und Abwicklung von Bauvorhaben von der alleinigen Betrachtung der Herstellkosten zu einer ganzheitlichen Betrachtung stattgefunden: den sogenannten Lebenszykluskosten. Die Lebenszykluskostenanalyse erweitert die alleinige Betrachtung der Investitionskosten um Aspekte, die dem Bauwerkserstellungsprozess vor- und nachgelagert sind. Es werden der Errichtungs-, Nutzungs- und Entsorgungszyklus zum sogenannten Lebenszyklus eines Bauwerks zusammengefasst. Unter dem Lebenszyklus eines Bauwerks wird die zeitliche Prozessabfolge beginnend mit dem ersten Entwurf, über die Planung, die Ausführung, die Nutzung bis zum Abriss verstanden. Die während eines gesamten Lebenszyklus anfallenden Kosten werden als

Lebenszykluskosten (Abkürzung: „LZK“, Englisch „Life Cycle Cost“ beziehungsweise „LCC“) bezeichnet.

Mit Hilfe einer solchen Analyse können verschiedene Entwurfsvarianten miteinander verglichen werden, um die nachhaltigste Variante zu finden. Dafür müssen die auftretenden sogenannten Stoffströme ermittelt und die Stärken sowie Schwächen einer Tragwerkskonstruktion erarbeitet werden. Als Stoffstrom bezeichnet man grundsätzlich den Weg eines Stoffes von seiner Gewinnung als Rohstoff über die verschiedenen Stufen der Veredelung bis zur Stufe der Endprodukte, den Gebrauch beziehungsweise Verbrauch des Produktes, gegebenenfalls seine Wiederverwendung oder Verwertung bis zu seiner Entsorgung. In einer LZK-Analyse eines Bauwerkes versteht man unter einem Stoffstrom sowohl die räumliche Bewegung fester Materialien als auch energetische Größen als Ein- und Ausgangsgröße.

Das Bestimmen der bestmöglichen Lösung ist im Allgemeinen aufgrund fehlender Daten und der Fülle an Aspekten nahezu unmöglich. Für die Entscheidung muss daher eine quantitative Anzahl erfassbarer, maßgebender Bewertungsfaktoren bestimmt und mit Hilfe dieser die einzelnen Entwurfsvarianten bewertet werden.

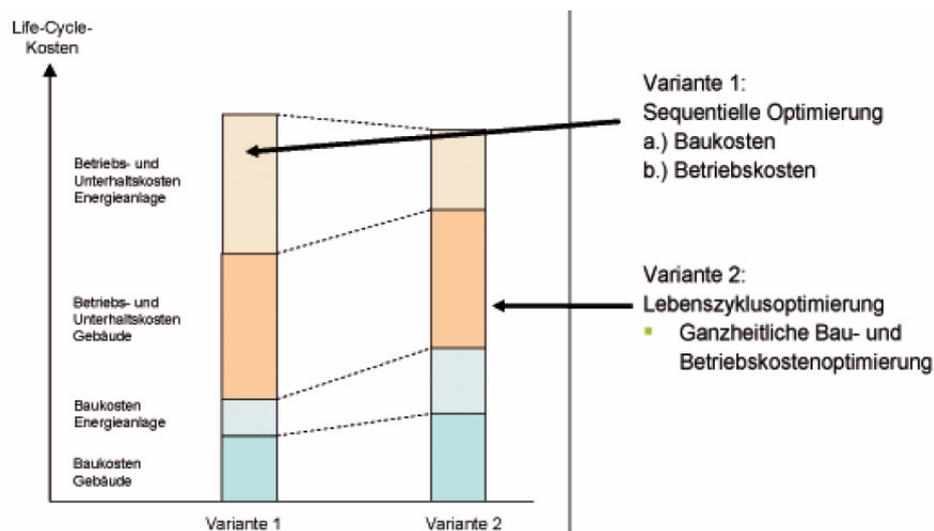


Abbildung 5.1: Errichtungskostenbetrachtung gegenüber Lebenszykluskostenbetrachtung [20]

Abbildung 5.1 zeigt anhand eines Beispiels, dass eine höhere Investition zu Beginn der Bauwerkerrichtung bei Berücksichtigung der gesamten Lebensdauer schlussendlich billiger sein kann, wenn dadurch die über die Nutzungsdauer laufenden Unterhaltskosten minimiert werden können.

5.2 Lebensphasen eines Bauwerks

Quelle: Graubner et al. [21]

Üblicherweise werden bei einer Nachhaltigkeitsuntersuchung eines Bauwerks zwischen folgenden vier Lebensphasen unterschieden:

- Bauwerkserrichtung,
- Nutzung des Bauwerks,
- Umnutzung und
- Abbruch und Entsorgung beziehungsweise Wiederverwendung des Abbruchmaterials.

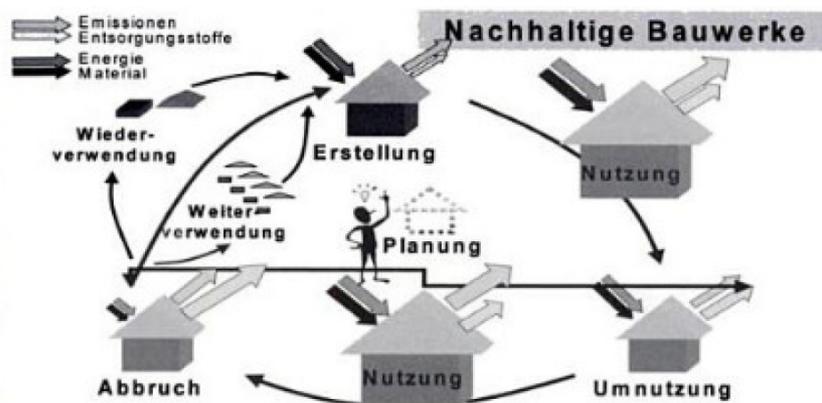


Abbildung 5.2: Lebensphasen und Energie- und Massenströme eines Bauwerks [21]

Die erste Lebensphase eines Bauwerks besteht einerseits aus der Herstellung der eingesetzten Materialien und andererseits aus der Bauausführung an sich. Die Herstellung eines Baumaterials umfasst dabei die gesamte Prozesskette von der Gewinnung der Rohstoffe bis hin zur Verarbeitung. Einfluss hat dabei der Material- und Energieaufwand für den Herstellungsprozess, wobei unter anderem zum Beispiel auch die erforderliche Infrastruktur beim Hersteller berücksichtigt werden muss. Der Grundstein für die Nachhaltigkeit eines Ingenieurtragwerks wird bereits in der ersten Planungsphase durch die Wahl der Bauweise und den Geräteeinsatz festgelegt. So bedeutet der Einbau von Lagern und Dehnfugen einerseits Investitionskosten und andererseits höhere Instandhaltungskosten. Die Instandhaltungskosten setzen sich dabei aus den erforderlichen regelmäßige Inspektionen und dem vollständigen Austausch in Abständen von im Schnitt 15 bis 25 Jahren.

Die Nutzungsphase ist im Allgemeinen die längste Lebensphase eines Bauwerks. Für ein Wohn-, Büro- oder Industriegebäude kommt noch hinzu, dass dies die energieintensivste Phase ist. Außerdem inkludiert die Nutzungsphase die Bauwerksunterhaltung durch Instandsetzungs- und Reparaturarbeiten. Deshalb sollten Tragwerke so dauerhaft, pflegefreundlich und verschleißarm wie nur möglich ausgeführt werden. Dehnfugen und Lager sind jedoch Verschleißteile.

Die Umnutzungsphase beinhaltet alle Prozesse, die durch Änderung der Bauwerksnutzung entstehen. Diese Phase entfällt sinngemäß bei Brückentragwerken. Eine unflexible Tragstruktur kann im Falle einer Nutzungsänderung für den Bauherrn einen teuren und materialintensiven Teilabbruch bedeuten. Überdies ändert sich mit der Zeit beispielsweise auch der technische Standard. Durch den Einbau von Lagern und Dehnfugen wird die Flexibilität eines Bauwerks jedoch massiv eingeschränkt.

In der Phase des Abbruchs erfolgt der Rückbau eines Bauwerkes. Hinzu kommt die Deponierung des angefallenen Abbruchmaterials. Unter Umständen besteht aber auch die Möglichkeit das Material zu recyceln.

5.3 Nutzen einer Lebenszykluskostenanalyse

Quelle: Girmscheid et al. [20]

Der Nutzen einer Lebenszykluskostenanalyse liegt für den Bauherrn klar in der ganzheitlichen Betrachtung und Bewertung von Tragwerksentwürfen. Durch die Lebenszyklusbetrachtung kann der Einsatz von natürlichen Ressourcen die Planung, Bauwerkerrichtung, Nutzung und schlussendlich den Bauwerksabbruch maßgeblich beeinflussen. Außerdem sollte das Ziel eines jeden Bauingenieur und Architekten sein, qualitativ hochwertige Bauwerke, egal ob es sich um ein Bürogebäude oder eine Brücke handelt, zu planen und herzustellen, wodurch auch die kulturelle und soziale Akzeptanz steigt. Ein weiterer wichtiger Nutzen aus einer LZK-Analyse ist die ganzheitliche Betrachtung der über alle Lebensphasen anfallenden Gesamtkosten. Es werden also sowohl die Errichtungskosten als auch die Betriebs- und Unterhaltskosten mit einbezogen. Durch die vorausblickende Betrachtungsweise können so neben qualitativen und flexiblen auch wirtschaftliche und vor allem nachhaltige Bauvorhaben umgesetzt werden. Das schont vorausschauend die finanziellen Mittel von öffentlichen und privaten Bauherrn.

Der Nutzen einer Analyse von Lebenszykluskosten kann für planende Ingenieure und Bauunternehmen ein Weg aus der negativen Preisspirale sein. Man kann sich nämlich dadurch gegenüber Mitbewerbern am Markt positiv hervorheben, da diese Differenzierung mit Kundenorientierung eng einhergeht. Der Wettbewerbsvorteil liegt insbesondere im Mehrwert für den Bauherrn, der immer Interesse an nachhaltigen und dauerhaften Bauwerken hat.

Abschließend wird aber noch darauf hingewiesen, dass das Ergebnis einer Lebenszykluskostenanalyse mit Bedacht bewertet werden muss, da die berechneten Kosten auf Grundlage von Annahmen, Schätzungen und Erfahrungswerten ermittelt werden. Es ist nicht möglich, die wahren zukünftigen Kosten genau festzulegen. Eine quantitative Aussage über den Vergleich verschiedener Ausführungsvarianten kann jedoch gegeben werden.

6 STATISCH UNBESTIMMTE SYSTEME AUS STAHLBETON

6.1 Was sind statisch unbestimmte Systeme?

Quelle: Gross et al. [22]

Für die Definition, wann ein statisches System „bestimmt“ und wann „unbestimmt“ gelagert ist, werden zuvor einige Grundlagen aus der Statik und Mechanik wiederholt.

Tragwerke sind durch Lager mit der Umgebung verbunden, wobei über die Lager die auf das Tragwerk einwirkenden Lasten in Form von Kräften punktuell auf die Umgebung übertragen werden. Diese Kräfte werden als Reaktionskräfte beziehungsweise Lagerreaktionen bezeichnet. Ein Körper hat, wenn er keiner Bindung unterworfen ist, in der Ebene drei unabhängige Bewegungsmöglichkeiten beziehungsweise Freiheitsgrade. Nämlich je eine Translation in den Richtungen der Ebene und eine Drehung um eine zur Ebene orthogonalen Achse. Jedes Lager schränkt die Bewegungsmöglichkeit ein. Ein Tragwerk wird als „statisch bestimmt“ bezeichnet, wenn die Lagerreaktionen aus den drei Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden können. Dies ist dann gegeben, wenn sich alle angreifenden Kräfte und Momente gegenseitig aufheben. Die Gleichgewichtsbedingungen lauten:

$$\sum \vec{F}_i = 0 \quad (6.1)$$

$$\sum \vec{M}_i = 0 \quad (6.2)$$

Die Formeln (6.1) und (6.2) sagen aus, dass die Summe der Resultierenden aller wirkenden Kräfte und die Summe aller Momente um einen beliebigen Punkt gleich Null sein müssen.

Es gibt Fälle, bei denen das Tragwerk zwar statisch bestimmt gelagert ist, dieses aber infinitesimale Bewegungen ausführen kann. Diese Lagerung wird dann als kinematisch unbestimmt bezeichnet. Ein ebenes Tragwerk ist statisch und kinematisch bestimmt gelagert, wenn genau drei Auflagerreaktionen auftreten und es unbeweglich ist. Die statische Bestimmtheit eines Tragwerks hängt demnach nur von der Lagerung und nicht von der Belastung selbst ab.

Mit der folgenden Gleichung kann der Grad der statischen Unbestimmtheit eines ebenen Tragwerks, n , ermittelt werden:

$$n = a + g - 3 \cdot k \quad (6.3)$$

a ... Summe der Wertigkeit der Lager (Anzahl der Auflagerkräfte)

g ... Summe der Wertigkeit der Verbindungen

k ... Anzahl der starren Körper

Der Balken im linken Bild der Abbildung 6.1 ist am linken Ende eingespannt. Es wirken drei Auflagerreaktionen und zwar die horizontale und vertikale Auflagerkraft und das Einspannmoment. Der Balken ist also statisch bestimmt.

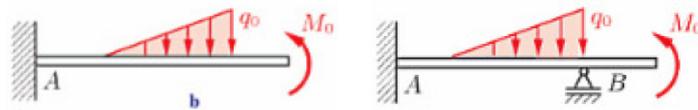


Abbildung 6.1: Statisches System: links statisch bestimmt, rechts statisch unbestimmt [22]

Werden am selben statisch bestimmten gelagerten System weitere Lager angebracht, dann treten mehr als drei Auflagerreaktionen auf. Wird beispielsweise der linke Balken in der Abbildung 6.1 durch ein zusätzliches Auflager unterstützt, wie im rechten Bild dargestellt ist, beträgt die Anzahl der unbekanntes Lagerreaktionen insgesamt vier. Mit den Gleichgewichtsbeziehungen können für ebene Systeme jedoch nur drei Gleichgewichtsbeziehungen aufgestellt werden. Der rechte Balken ist damit einfach statisch unbestimmt.

Für das Ermitteln der „überschüssigen“ Auflagerkräfte eines statisch unbestimmten Systems sind daher zusätzliche Gleichungen notwendig, die nicht aus den Gleichgewichtsbedingungen hervorgehen können. Dafür betrachtet man die Verformung des Systems und stellt die Verschiebungsgleichungen auf. Entscheidend ist, dass die Verformung des Systems mit den Lagerbedingungen verträglich sein muss, wodurch Lösungen für diese Verschiebungsgleichungen bekannt sind. Durch diese Verträglichkeitsbedingungen erhält man zusätzliche Gleichungen, mit denen schließlich die restlichen Lagerkräfte bestimmt werden können. Das Problem ist jedoch dabei, dass die Bauteilsteifigkeiten (Biege-, Dehn- und Torsionssteifigkeit) in die Berechnung der Verschiebungen eingehen.

Für das Bestimmen der Unbekannten gibt es in der Baustatik das sogenannte Kraftgrößen- und auch Verschiebungsgrößenverfahren. Für nähere Informationen wird an dieser Stelle auf die weiterführende Literatur [4] verwiesen.

Für räumliche Tragwerke gelten die gleichen Regeln, wobei jeder Körper im dreidimensionalen Raum sechs Freiheitsgrade hat. Die Bewegungsmöglichkeiten sind je eine Translation in x-, y- und z-Richtung und je eine Drehung um jede der drei Achsen. Ein räumliches Tragwerk ist wieder statisch bestimmt gelagert, wenn es erstens unbeweglich (also nicht kinematisch) ist und die Auflagerkräfte aus den sechs Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden können.

6.2 Nichtlineares Tragverhalten eines statisch unbestimmten Systems aus Stahlbeton

Quelle: Mang et al. [42]; Zilch et al. [82]

Der Unterschied zwischen einem statisch bestimmt und statisch unbestimmt gelagerten Tragwerk liegt darin, dass bei einem statisch unbestimmten System die Auflagerkräfte und damit die Schnittgrößen im System durch die Gleichgewichtsbedingungen alleine nicht berechnet werden können. Nur durch das Aufstellen von zusätzlichen Verschiebungsgleichungen können mithilfe der Verträglichkeitsbedingungen die restlichen Lagerkräfte bestimmt werden. Das nichtlineare Tragverhalten von Stahlbeton hat damit Einfluss auf die Berechnung der Schnittgrößenverteilung.

Jede integrale Konstruktion ist aufgrund der Lagerungsbedingungen ein statisch unbestimmt gelagertes System. Für die Beschreibung des nichtlinearen Tragverhaltens eines statisch unbestimmt gelagerten Systems aus Stahlbeton wird im Folgenden ein durchlaufender Zweifeldträger belastet mit der Gleichlast q betrachtet (siehe Abbildung 6.2, Träger a). Die Gleichlast wird schrittweise bis zum vollständigen Biegeversagen gesteigert. Ein Versagen zufolge Querkraft wird nicht berücksichtigt.

Zunächst wird der Verlauf vom Stützmoment M_{St} betrachtet. Hierfür wird von folgender Verträglichkeitsbedingung Gebrauch gemacht: die gegenseitige Verdrehung des Balkens über dem mittleren Auflager muss Null sein. Vereinfacht ausgedrückt, darf die Biegelinie über dem Mittelaufleger keinen Knick aufweisen. Für die Berechnung des Momentes wird das baustatische Verfahren des Prinzips der virtuellen Kräfte (Abkürzung: „PvK“) angewendet.

Die Ausgangsformel für das Prinzip der virtuellen Kräfte zur Berücksichtigung der möglichen Stabverzerrungen lautet:

$$-\int_I \delta M \cdot \kappa \, dx + \int_I \delta q \cdot w \, dx = 0 \quad (6.4)$$

δM ... virtuelles Biegemoment

δq ... virtuelle Belastung

$$\kappa = \frac{M}{EI} + \kappa^e \quad \dots \text{ Querschnittskrümmung} \quad (6.5)$$

Die Formel für die gegenseitige Verdrehung Θ_{St} ergibt sich mit dem Prinzip der virtuellen Kräfte demnach zu:

$$\Theta_{St} = 2 \cdot \int_0^l \kappa \cdot \delta M \, dx \equiv 0 \quad (6.6)$$

In der Abbildung 6.2 sind alle Lastschritte mit dem jeweiligen Steifigkeitsverlauf $E \cdot I$ und dem Momenten- und Krümmungsverlauf dargestellt. Der Verlauf des virtuellen Moments für das Prinzip der virtuellen Kräfte ist im untersten Bild zu sehen.

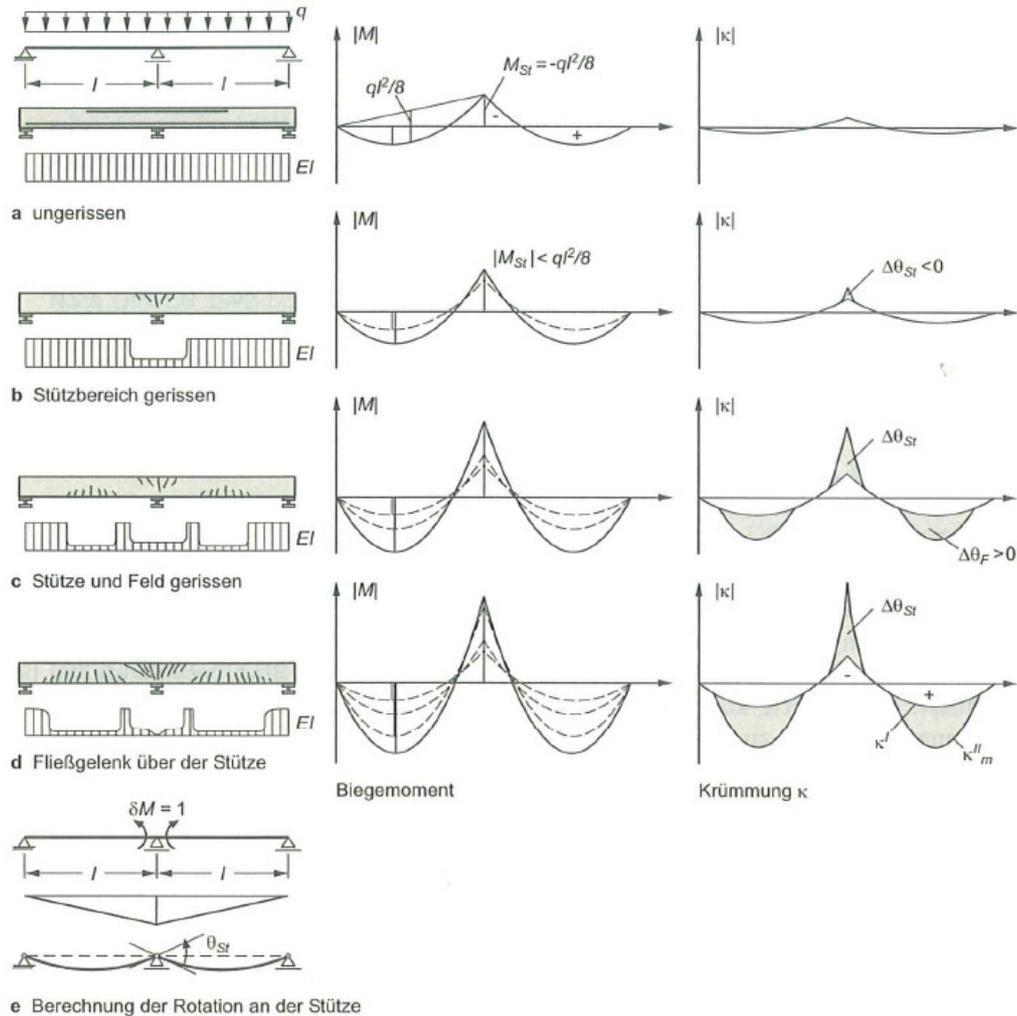


Abbildung 6.2: Tragverhalten eines Zweifeldträgers [82]

Im ersten Belastungsschritt ist der Balken ungerissen und damit im sogenannten Zustand I. Die Ermittlung der Schnittgrößen kann daher nach der Elastizitätstheorie mit konstanten Steifigkeiten $E_c \cdot I_c$ erfolgen. Unterschiedliche ideale Querschnitte zufolge unterschiedlicher Bewehrungsverteilungen im Feld- und Stützbereich werden hier vernachlässigt. Für die Querschnittsverkrümmung gilt im Zustand I daher $\kappa^I = \frac{M}{E_c \cdot I_c}$. Nach Überlagerung der Momentenverläufe ergeben sich die Verdrehung Θ_{st} und das Stützmoment M_{st} wie folgt:

$$\Theta_{St} = 2 \cdot \left(M_{St} \cdot \frac{l}{3 \cdot E_c \cdot I_c} + \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot \frac{l}{3 \cdot E_c \cdot I_c} \right) = 0 \tag{6.7}$$

$$M_{St} = -\frac{q \cdot l^2}{8} \quad (6.8)$$

Das entspricht erwartungsgemäß dem Stützmoment nach der linear elastischen Stabtheorie.

Im zweiten Lastschritt treten über dem mittleren Auflager erste Risse auf (siehe Abbildung 6.2, Träger b). Damit fällt die Biegesteifigkeit im Bereich des gerissenen Betons schlagartig auf $E \cdot I_{m,St}^{\text{II}}$ ab. Dadurch steigt gleichzeitig die Querschnittsverkrümmung. Die verminderte Querschnittssteifigkeit kann in der Formel (6.6) durch eine gegenüber der elastischen Lösung zusätzlichen Winkelverdrehung $\Delta\Theta_{St}$ berücksichtigt werden. Der Krümmungszuwachs im gerissenen Bereich des Querschnitts beträgt dann $\Delta\kappa = \kappa_m^{\text{II}} - \kappa^{\text{I}}$. Das neue Stützmoment berechnet sich nach folgender Formel:

$$\Theta_{St} = 2 \cdot \left(M_{St} \cdot \frac{l}{3 \cdot E_c \cdot I_c} + \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot \frac{l}{3 \cdot E_c \cdot I_c} \right) + \Delta\Theta_{St} = 0 \quad (6.9)$$

$$M_{St} = -\frac{q \cdot l^2}{8} - \Delta\Theta_{St} \cdot \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{2 \cdot l} \quad (6.10)$$

Die zusätzliche Querschnittsverdrehung $\Delta\Theta_{St}$ hat einen negativen Wert, da die negative Krümmung durch den Steifigkeitsabfall zunimmt. Das bedeutet, dass das Stützmoment M_{St} betragsmäßig kleiner wird. Die auftretende Differenz im Moment kann jedoch nicht verschwinden und es erfolgt eine sogenannte Momentenumlagerung. Das nicht mehr aufnehmbare Stützmoment wird im Fall des Zweifeldträgers in die beiden Nachbarfelder umgelagert und die Feldmomente M_F werden dementsprechend größer. Das Moment, bei dem erste Risse auftreten, wird als Rissmoment bezeichnet.

Diese Schnittgrößenumlagerung von hoch beanspruchten Tragwerksbereichen in Bereiche geringerer Beanspruchung ist nach dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie zulässig, da das statische Gleichgewicht durch die umgelagerten Anteile nicht gestört wird. Solange die Fließgrenze nicht erreicht ist und die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind, ist nach dem statischen beziehungsweise unteren Grenzwertsatz demzufolge jede weitere Erhöhung der Last zulässig, da die tatsächliche Traglast des Systems noch nicht erreicht ist.

Bei weiterer Steigerung der Gleichlast q treten auch in den Feldern erste Risse auf. Das bedeutet, dass in diesem Bereich die Biegesteifigkeit auf $E \cdot I_{m,F}^{\text{II}}$ absinkt. Dadurch nimmt die Winkelverdrehung gegenüber der Berechnung nach der Elastizitätstheorie um den zusätzlichen Wert $\Delta\Theta_F$ zu (siehe Abbildung 6.2, Träger c). Dadurch steigt der Wert des Stützmomentes und nähert sich wieder dem Wert der linear elastischen Berechnung. Die Schnittgrößenverteilung ist primär vom Steifigkeitsverhältnis von Stütz- und Feldbereich abhängig, wobei die jeweils vorhandene Bewehrung direkt in die Berechnung der Biegesteifigkeit eingeht.

Der vierte markante Lastschritt ist durch die Fließgelenkbildung am mittleren Auflager bestimmt. Bei Erreichen des Fließmomentes sinkt die Biegesteifigkeit nahezu auf Null, wodurch die

Krümmung stark ansteigt (siehe Abbildung 6.2, Träger d). Aufgrund der Konzentration der plastischen Verformungen auf einen relativ kleinen Bereich, ist es für die Beschreibung des statischen Systems zulässig, von einem plastischen Gelenk zu sprechen. Voraussetzung ist aber, dass der Querschnitt diese plastischen Verformungen auch bewerkstelligen kann. Ist dies gegeben, besteht das weitere statische Modell nun aus zwei Einfeldträgern, mit denen eine weitere Laststeigerung möglich ist. Bei einem statisch bestimmt gelagerten System wäre in der Regel hingegen keine Laststeigerung mehr möglich.

Bei weiterer Laststeigerung bilden sich auch in den Feldern Fließgelenke aus, wodurch eine sogenannte kinematische Kette entsteht. Damit ist die Tragfähigkeit des Zweifeldträgers endgültig beendet. Für das Fließen der Feldbewehrung muss aber der Querschnitt über dem Zwischenlager eine dermaßen hohe plastische Rotationsfähigkeit aufweisen, damit dieser die ansteigende plastische Verformung auch aufnehmen kann, ohne dass es vorzeitig zu einem Beton- oder Bewehrungsstahlversagen kommt.

Die Reduktion des Stützmomentes und gleichzeitige Zunahme des Feldmomentes bei Rissbildung im Bereich von Zwischenlagern wird als Momentenumlagerung bezeichnet. Für die Beschreibung des Effektes werden noch der Umlagerungsfaktor δ und der Umlagerungsgrad $1 - \delta$ wie folgt definiert.

$$\delta = \frac{M}{M_{el}} \tag{6.11}$$

$$1 - \delta = \frac{M_{el} - M}{M_{el}} = \frac{\Delta M}{M_{el}} \tag{6.12}$$

In Abbildung 6.3 sind für das vorhergehende Beispiel eines Zweifeldträgers der schematische Verlauf der Schnittgrößenumlagerung von M_{St} und M_F und der Umlagerungsfaktor δ_{St} des Stützmomentes grafisch dargestellt.

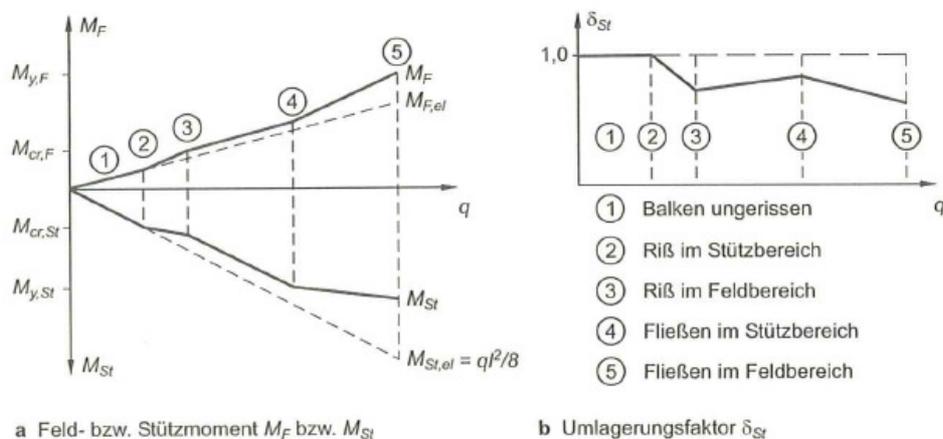


Abbildung 6.3: Schematische Umlagerung des Stützmomentes beim Zweifeldträger [82]

In den Diagrammen ist die Rissbildung über dem mittleren Auflager bei der zweiten Laststufe durch den Abfall des Stützmomentes klar zu erkennen. Bis zur Rissbildung in den Feldern sinkt der Umlagerungsfaktor δ_{st} linear, wobei das Feldmoment gleichzeitig linear zunimmt.

6.3 Vor- und Nachteile statisch unbestimmter Systeme

Quelle: Zilch et al. [82]

Mithilfe des simplen Zweifeldträgers konnten die Probleme für die Ermittlung realistischer Schnittgrößen und in weiterer Folge für die Bemessung eines integralen Bauwerks und damit statisch unbestimmten Systems aus Stahlbeton aufgezeigt werden. Die Schnittgrößenverteilung wird nämlich durch die Steifigkeit der gerissenen Bereiche maßgeblich beeinflusst. Die Steifigkeiten werden wiederum durch die vorhandene Bewehrung bestimmt. Das bedeutet aber, dass es bei statisch unbestimmten Systemen für den Nachweis der Tragfähigkeit im Gegensatz zu statisch bestimmten Systemen keine eindeutige Lösung mehr gibt, da die Ermittlung der Schnittgrößen und die Bemessung miteinander verknüpft sind. Die Vernachlässigung der Bewehrung ermöglicht zwar die Entkopplung von der Schnittgrößenermittlung und der Querschnittsbemessung, bedeutet aber dagegen eine Berechnung nach der linearen Elastizitätstheorie. Die Folge sind Bereiche mit Schnittgrößenkonzentrationen, die in Realität aufgrund von Rissbildung gar nicht auftreten, und Bereiche mit möglicherweise nicht ausreichender Bewehrung, da bei der linear elastischen Berechnung die Momentenumlagerung nicht berücksichtigt wird.

Der gewichtige Vorteil statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahlbeton liegt aber genau in der Schnittgrößenumlagerung von hoch beanspruchten Bereichen in Bereiche geringer Beanspruchung, wodurch zum Teil noch erhebliche Tragreserven mobilisiert werden können. Voraussetzung ist jedoch, dass die Querschnitte eine ausreichende Duktilität aufweisen, damit es zu keinem vorzeitigen Beton- und Stahlversagen kommt.

Bei integralen Tragwerken ist jedoch nachteilig, dass durch die „überschüssigen“ Lagerungsbedingungen die Bewegungsfreiheit des Systems nicht mehr ungehindert gegeben ist. Es kann sich beispielsweise bei Erwärmung nicht mehr frei ausdehnen, wodurch sogenannte Zwangsschnittgrößen entstehen. Diese Schnittgrößen treten bei einem statisch bestimmten Tragwerk nicht auf, da es sich „frei“ bewegen kann.

7 ZWANGSEINWIRKUNGEN

7.1 Zwang im Allgemeinen und Speziellen

Quellen: Bertelsmann [38]; Rostásy et al. [64]; Zilch [82]

Der Begriff „Zwang“ ist im modernen Lexikon der Verlagsgruppe Bertelsmann wie folgt definiert [38]:

Zwang ist die Anwendung körperlicher oder seelischer Druckmittel zur Erschwerung von Handlungen oder Unterlassungen; kann geschehen durch physische Gewalt oder Drohung; Tatbestandmerkmal verschiedener Straftaten gegen die persönliche Freiheit.

Im Bauwesen versteht man unter Zwang hingegen eine indirekte Einwirkung. Grundsätzlich wird zwischen direkten und indirekten Einwirkungen unterschieden. Zu den direkten Einwirkungen zählen alle äußeren Lasten - zum Beispiel Eigengewicht, Ausbaulasten oder Nutzlasten. Auf Tragwerke eingeprägte Verschiebungen gehören dagegen zu den indirekten Einwirkungen, wobei zwischen innerem und äußerem Zwang unterschieden werden muss. Zwang ist aber grundsätzlich eine lastunabhängige Beanspruchung.

Ungleichmäßige Querschnittsverformungen bewirken Eigenspannungszustände, die als innerer Zwang bezeichnet werden. Typische Ursache ist beispielsweise abfließende Hydrationswärme während des Erhärtungsprozesses des Betons. Das Entstehen von innerem Zwang ist aber unabhängig vom statischen System, wobei ein statisch bestimmt gelagertes Tragwerk die Dehnungen unbehindert mitmacht. Bei einem statisch unbestimmt gelagerten System ruft der innere Zwang hingegen wieder Zwangsschnittgrößen hervor.

Äußerer Zwang kann dagegen nur bei statisch unbestimmt gelagerten Systemen auftreten. Jede Lagerungsbedingung, die über die notwendige Anzahl an Auflagerreaktionen für die statische Bestimmtheit eines Systems hinausgeht, behindert die freie Verformung des Tragwerks. Diese Behinderung verursacht bei eingepägten Verschiebungen Zwänge, die wiederum Schnittgrößen und Auflagerreaktionen hervorrufen. Zwangsschnittgrößen treten also nur auf, wenn eingepägte Verschiebungen und Verformungsbehinderung gleichzeitig auftreten. Statisch bestimmt gelagerte Tragsysteme machen die eingepägten Dehnungen hingegen ohne Behinderung mit.

Eigenspannungen und Spannungen zufolge äußerem Zwang können je nach Situation in Bauteilen alleine oder gleichzeitig auftreten. Abbildung 7.1 zeigt die Überlagerung von innerem und äußerem Zwang.

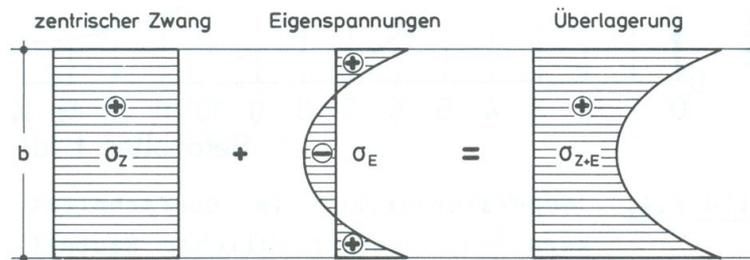


Abbildung 7.1: Verteilung der Zwang- und Eigenspannungen über die Querschnittshöhe [64]

Ursachen von eingepprägten Verschiebungen sind beispielsweise das Schwinden des Betons, Änderungen in der Bauwerkstemperatur gegenüber der Herstellung der Bauteile und nicht vermeidbare Setzungen des Baugrundes. Diese Einwirkungen werden im Kapitel 7.3 noch näher erläutert.

Für die statische Bemessung ist es entscheidend, den verhinderten Dehnweg zu bestimmen, da dieser Schnittgrößen erzeugt, für die das Tragwerk bemessen werden muss. Dies wird mit Hilfe eines Beispiels in Abbildung 7.2 gezeigt. Es sind Spannungszustände von drei unterschiedlichen Tragwerksituationen dargestellt, wobei Bild a den spannungslosen Zustand darstellt. Es wird nun an drei Bauteilen dieselbe Zwangsverschiebung in Form einer Bauteilverkürzung ϵ_0 eingeppräg. Das erste System ist ein statisch bestimmtes Tragwerk, weshalb sich das Bauteil ohne Behinderung verkürzt. Es verkürzt sich demnach um die gesamte eingepprägte Verschiebung und die spannungserzeugende Dehnung ϵ_z ist Null. Dementsprechend werden im Endzustand auch keine Schnittgrößen beziehungsweise Spannungen hervorgerufen.

Im zweiten Tragwerk (Bild c in Abbildung 7.2) wird der Bauteil jedoch durch eine Zugfeder mit geringer Federsteifigkeit „gehalten“, wodurch die eingepprägte Verkürzung ϵ_0 behindert wird. In der Abbildung wird die behinderte beziehungsweise spannungserzeugende Dehnung mit ϵ_z und die ausgeführte Dehnung mit ϵ_{obs} bezeichnet. Die behinderte Dehnung berechnet sich aus der Differenz von ausgeführter und eingepprägter Verschiebung.

$$\epsilon_z = \epsilon_{obs} - \epsilon_0 \tag{7.1}$$

Die resultierende Federkraft ergibt sich aus der behinderten Dehnung und kann wie folgt berechnet werden:

$$F_z = c_z \cdot s_z = c_z \cdot \epsilon_z \cdot L \tag{7.2}$$

Die resultierende Spannung σ_z im Stab kann durch abschließende Division der Federkraft mit der Querschnittsfläche ermittelt werden.

$$\sigma_z = \frac{F_z}{A} = \frac{c_z \cdot \epsilon_z \cdot L}{A} \tag{7.3}$$

Beim dritten Tragwerk (Bild d in Abbildung 7.2) weist die Zugfeder eine deutlich höhere Steifigkeit auf. Das hat zur Folge, dass die ausgeführte Dehnung dementsprechend kleiner und die im Stab resultierende Spannung σ_z erheblich größer ist.

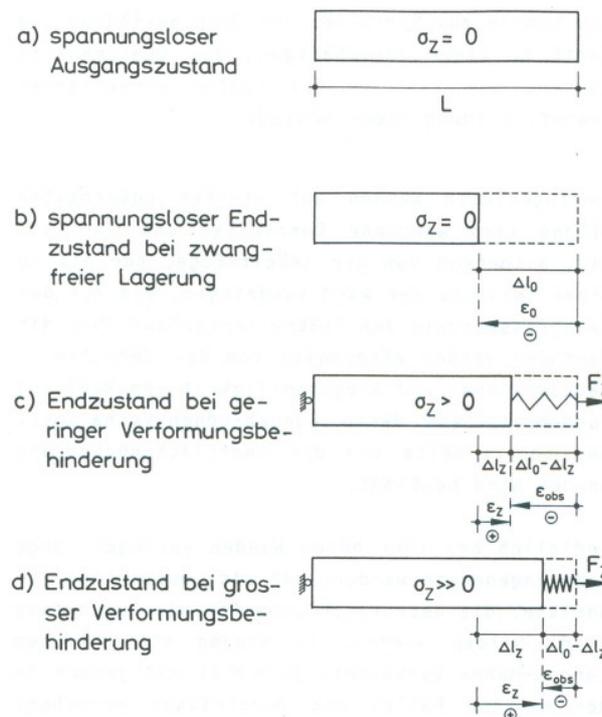


Abbildung 7.2: Spannungszustände zentrischer Zwang [64]

7.2 Unterschied zwischen Last- und Zwangsschnittgrößen

Quelle: Zilch [82]

Der gravierende Unterschied zwischen Schnittgrößen aus Last- und Zwangseinwirkungen liegt darin, dass Zwangsschnittgrößen unmittelbar proportional zu den Bauteilsteifigkeiten sind. Dies wird im Folgenden am Beispiel eines Zweifeldträgers gezeigt. Das statische System ist in Abbildung 7.3 dargestellt. Der zweifeldrige Träger wird im linken Bild mit einer konstanten Linienlast q und im rechten Bild mit einer Zwangsverschiebung des Mittelauflegers belastet.

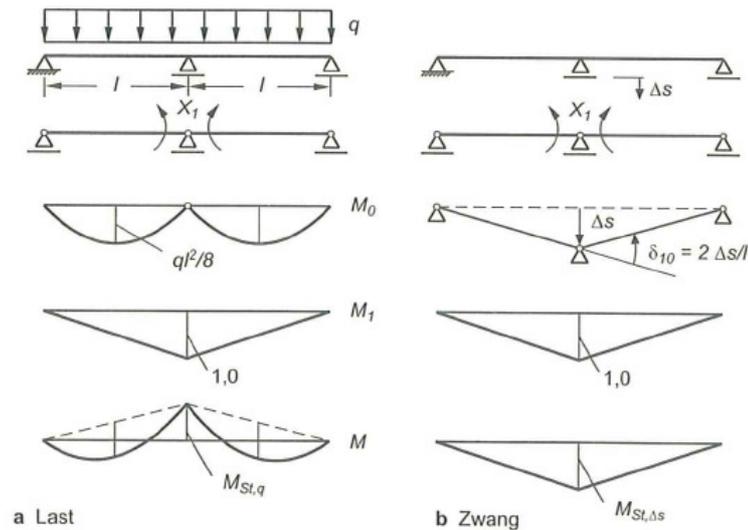


Abbildung 7.3: Unterschied Last- und Zwangsbeanspruchung [82]

Zur Lösung des statisch unbestimmt gelagerten Systems wird das Kraftgrößenverfahren angewendet. Für den Fall der Gleichlast berechnet sich das Stützmoment wie folgt:

$$\delta_{10} + X_1 \cdot \delta_{11} = 0 \quad \dots \text{Grundgleichung des Kraftgrößenverfahrens} \quad (7.4)$$

$$\rightarrow X_1 = M_{St,q} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (7.5)$$

$$\delta_{1i} = \int_{2l} M_1 \cdot \frac{M_i}{E \cdot I(x)} dx \quad (7.6)$$

$$\rightarrow M_{St,q} = -\frac{\int_{2l} M_1 \cdot \frac{M_0}{E \cdot I(x)} dx}{\int_{2l} M_1 \cdot \frac{M_1}{E \cdot I(x)} dx} = -\frac{q \cdot l^2}{8} \quad (7.7)$$

Für die Berechnung des Stützmomentes geht die Biegesteifigkeit $E \cdot I(x)$ sowohl in den Nenner als auch in den Zähler ein (siehe Formel (7.7)). Das bedeutet, dass der Verlauf des Stützmomentes vom Steifigkeitsverhältnis von Feld- zu Stützbereich abhängig ist. Der Schnittgrößenverlauf ist demzufolge von der Steifigkeitsverteilung im Gesamtsystem abhängig, wobei die baustatische Grundregel gilt, dass „steifere“ Bauteile die Schnittgrößen „anziehen“. Steifere Bauteile weisen also immer größere Beanspruchungen auf.

Für die eingeprägte Lagerverschiebung kann das Stützmoment wie folgt berechnet werden.

$$X_1 = M_{St,\Delta s} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (7.8)$$

$$\delta_{10} = \frac{2 \cdot \Delta s}{l} \quad (7.9)$$

$$\delta_{11} = \int_{2l} M_1 \cdot \frac{M_1}{E \cdot I(x)} dx \quad (7.10)$$

$$\rightarrow M_{St,\Delta s} = - \frac{\frac{2 \cdot \Delta s}{l}}{\int_{2l} M_1 \cdot \frac{M_1}{E \cdot I(x)} dx} = \frac{3 \cdot E \cdot I}{l^2} \cdot \Delta s \quad (7.11)$$

Wie aus Formel (7.11) hervorgeht, ist das Stützmoment für eine eingeprägte Verschiebung direkt von der lokalen Biegesteifigkeit des Trägers über dem mittleren Auflager abhängig.

Die Schnittgrößen zufolge direkter Einwirkungen beziehungsweise Lasten hängen gemäß Formel (7.7) vom Verhältnis der Biegesteifigkeiten im Gesamtsystem ab. Für die Berechnung der Schnittgrößen infolge Zwang fließt gemäß Formel (7.11) hingegen die absolute Größe der Dehn- oder Biegesteifigkeit ein. Bei indirekten Einwirkungen ist es daher sinnvoll das nichtlineare Verhalten des Stahlbetons zu berücksichtigen, da ansonsten von der Realität massiv abweichende Ergebnisse berechnet werden.

7.3 Zwangseinwirkungen

Integrale Stahlbetonbauten sind hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke. Wie am Beispiel des Zweifeldträgers in Kapitel 7.2 gezeigt wurde, sind die Schnittgrößen zufolge ständiger und veränderlicher Lasten, wie Eigengewicht, Ausbaulast, Nutzlasten und Ähnlichem, von der Steifigkeitsverteilung im System abhängig. Zwangsschnittgrößen zufolge innerem und äußerem Zwang hängen hingegen von der lokalen Steifigkeit an der betrachteten Stelle ab. Die Größe der Einwirkung wird zusätzlich durch die Geometrie, die physikalischen Materialeigenschaften und verschiedener Randbedingungen bestimmt.

Folgende Einwirkungen gehen mit aufzwängenden Verschiebungen oder Dehnungen einher:

- Temperatureinwirkungen
- abfließende Hydratationswärme
- Schwinden des Betons
- Auflagersetzungen
- Änderungen im statischen System während der Nutzung
- Erdbeben
- Quellen von Baustoffen
- Brandeinwirkung

Die ersten vier Einwirkungen sind bei der statischen Bemessung eines integralen Bauwerks in der Regel immer zu berücksichtigen, weshalb diese in den folgenden Unterkapiteln näher beschrieben werden. Außerdem werden die gemäß aktueller Normen anzusetzenden Ersatzlasten für Temperatureinwirkungen und das Schwinden des Betons erläutert.

7.3.1 Zwang durch Temperatureinwirkungen

Quellen: Österreichisches Normungsinstitut [49], [53] und [54]; Taferner [74] und [75]

Schwankungen in der Außenlufttemperatur und Sonneneinstrahlung sind natürliche Vorgänge und können unterschiedliche zeitliche Zyklen aufweisen. So kann zwischen täglichen und jahreszeitlichen Änderungen unterschieden werden. Je größer der betrachtete Zeitraum ist, desto größer ist dementsprechend aber die Schwankungsbreite. Gemäß ÖNORM EN 1990 [53] sind Temperatureinwirkungen als veränderliche und indirekte Einwirkung zu klassifizieren.

Die Einflussgrößen für Art und Höhe der Temperatureinwirkung sind von folgenden Faktoren abhängig:

- Geographische Lage des Tragwerks
- Richtung und Intensität der Sonneneinstrahlung
- Windverhältnisse
- Schneesverhältnisse
- Wärmeleitung und Wärmekapazität des Bauwerks
- Querschnittsgeometrien (Vollquerschnitt, Kastenquerschnitt, etc.)
- Aufbauten von mehrschichtigen Querschnitten (zweischaliges Mauerwerk, Lage von Dämmschichten, etc.)

Die Temperaturverteilung innerhalb eines Bauteils ist im Allgemeinen nichtlinear. Die Verteilung kann grundsätzlich in vier Anteile zerlegt werden (siehe Abbildung 7.4):

- In einen konstanten Temperaturanteil ΔT_u (siehe Bild a)
- in einen über die y-Achse linear veränderlichen Anteil ΔT_{My} (siehe Bild b)
- in einen über die z-Achse linear veränderlichen Anteil ΔT_{Mz} (siehe Bild c)
- zuletzt in einen veränderlichen, nichtlinearen Temperaturanteil ΔT_E (siehe Bild d)

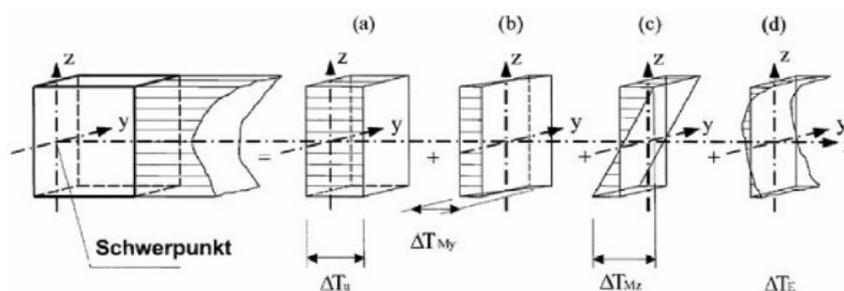


Abbildung 7.4: Unterschiedliche Anteile eines Temperaturprofils [54]

Der gleichmäßige Temperaturanteil ΔT_u verursacht aufgrund des Wärmedehnverhaltens der Materialien eine eingepreßte Dehnung des Querschnitts. Bei Behinderung der freien Dehnmöglichkeit der Tragstruktur bewirkt eine gleichmäßige Temperaturänderung zentrischen

Zwang (vergleiche Kapitel 7.1). Die Höhe der Dehnung ε_T ist dabei nur von der materialspezifischen Wärmedehnzahl α_T und der anzusetzenden Temperaturdifferenz ΔT abhängig:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (7.12)$$

Eine Erwärmung verursacht demnach eine positive Wärmedehnung ε_T , die bei Behinderung als Reaktion eine Stauchung des Querschnitts beziehungsweise Druckspannungen verursacht.

Die beiden Temperaturgradienten ΔT_{My} und ΔT_{Mz} entstehen infolge ungleichmäßiger Oberflächentemperatur durch einseitige Erwärmung oder Abkühlung des jeweiligen Querschnitts. Lineare Temperaturunterschiede verursachen eingeprägte Querschnittskrümmungen, die bei Behinderung Biegemomente in Längs- und Querrichtung hervorrufen.

Der nichtlineare Temperaturanteil ΔT_E verursacht Eigenspannungszustände, die keine resultierende äußere Beanspruchung erzeugen und müssen deshalb im Allgemeinen nicht berücksichtigt werden.

Für Österreich sind die anzusetzenden Werte in den nationalen Festlegungen (ÖNORM B 1991-1-5 [49]) zur ÖNORM EN 1991-1-5 [54] geregelt. Grundsätzlich sind die Temperatureinwirkungen abhängig von der geografischen Lage des Tragwerks und beziehen sich auf eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren. Die einwirkenden Temperaturen unterschreiten daher mit einer Wahrscheinlichkeit von 98% den charakteristischen Wert laut Norm. Im Folgenden werden die in Österreich gemäß derzeit gültiger Norm anzusetzenden Temperatureinwirkungen zusammengefasst.

Die nationalen Festlegungen in der ÖNORM B 1991-1-5 [49] beschreiben das über zwei Tage gemittelte Tagesmaximum der Außenlufttemperatur T_{max} mit folgender Formel (7.13):

$$T_{max} = 38,8 \text{ [}^\circ\text{C]} - 0,0059 \left[\frac{^\circ\text{C}}{\text{m}} \right] \cdot h \text{ [m]} \quad (7.13)$$

Die in Österreich anzusetzende maximale Umgebungstemperatur hängt also lediglich von der Seehöhe h ab.

Für die minimale Außenlufttemperatur T_{min} wurde Österreich in sieben Zonen mit jeweils fixen Werten eingeteilt (siehe Tabelle 7.1). Für sämtliche hochalpine Orte mit Seehöhen zwischen 1500 und 3000 m wird die minimale Temperatur nach Formel (7.14) wieder in Abhängigkeit von der Seehöhe h berechnet.

$$T_{min} = -16,43 \text{ [}^\circ\text{C]} - 0,0056 \left[\frac{^\circ\text{C}}{\text{m}} \right] \cdot h \text{ [m]} \quad (7.14)$$

Tabelle 7.1: Minimale Außenlufttemperatur [49]

Zone	T _{min} [°C]
Wien	-26 °C
Flach- und Hügellandschaften am Alpenostrand	-28 °C
Wald- und Mühlviertel	-32 °C
Nördliches Alpenvorland	-27 °C
Nordalpin- und zentralalpiner Bereich, Tal und Beckenlandschaften, unter 1000 m Seehöhe	-29 °C
Südalpiner Bereich, Tal und Beckenlandschaften, unter 1000 m Seehöhe	-27 °C
Tal- und Beckenlage in 1000 m bis 1500 m Seehöhe	-32 °C

Unter den Voraussetzungen, dass das Bauwerk homogen, massiv, ungedämmt, im Freien stehend und nicht der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist, kann die gleichmäßige Bauteiltemperatur der minimalen beziehungsweise maximalen Außenlufttemperatur gleichgesetzt werden. Bei Sonneneinstrahlung müssen für den Grenzfall der maximalen Umgebungstemperatur T_{max} die jeweiligen Bauteiltemperaturen in Abhängigkeit von der Bauteilfarbe gemäß Tabelle 7.2 um die Werte aus Tabelle 7.3 erhöht werden.

Tabelle 7.2: Erhöhung der Bauteiltemperatur zufolge Sonnenstrahlung [49]

Jahreszeit	Oberfläche	Bauteiltemperatur
Sommer	Strahlend helle Oberfläche	T _{max} + T ₃
	Helle, farbige Oberfläche	T _{max} + T ₄
	Dunkle Oberfläche	T _{max} + T ₅
Winter	-	T _{min}

Tabelle 7.3: Strahlungsbedingte Temperaturanteile [49]

Anwendungsbereich	Strahlungsbedingter Temperaturanteil		
	T ₃	T ₄	T ₅
Bauteile in Richtung Nord-Ost ± 90 °C einschließlich annähernd horizontale Bauwerksunterseiten	0 °C	2 °C	4 °C
Bauteile in Richtung Süd-West ± 90 °C und für annähernd horizontale Flächen, die von oben beschienen werden	18 °C	30 °C	42 °C

Für die Ermittlung der Bauteiltemperaturen von Brückentragwerken gibt es gesonderte Regelungen. Grundsätzlich wird dabei aufgrund der unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten und Wärmespeicherkapazitäten zwischen Stahl-, Verbund- und Betonkonstruktionen unterschieden.

Aufgrund der im Brückenbau deutlich massigeren Bauteile weichen die Bauteiltemperaturen teilweise von der Umgebungstemperatur ab. Hierfür gibt es in der ÖNORM EN 1991-1-5 [54] ein Korrelationsdiagramm, das in Abbildung 7.5 dargestellt ist, wobei die Typen 1 bis 3 für die drei Bauarten stehen.

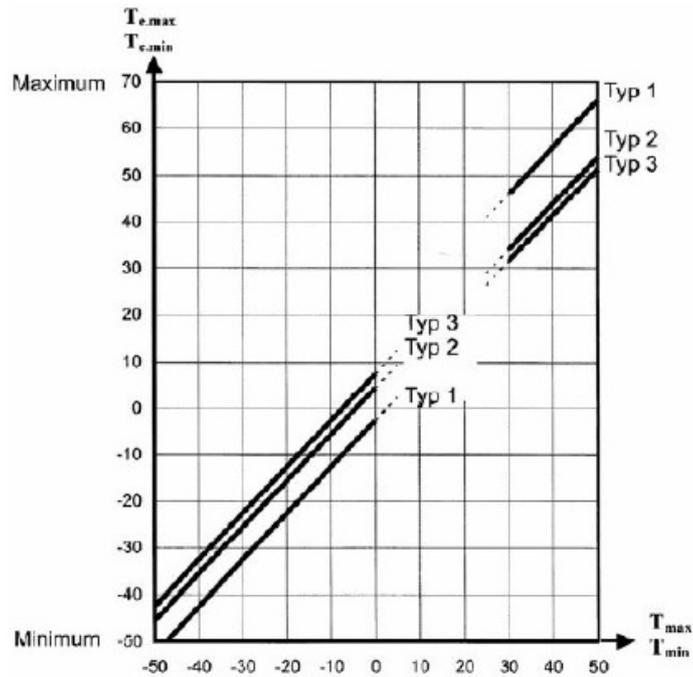


Abbildung 7.5: Bauteiltemperaturen von Brückentragwerken [54]

Bei Hochbaukonstruktionen treten in der Regel über die Querschnittsdicke linear veränderliche Temperaturgradienten ΔT_{My} und ΔT_{Mz} nicht auf und werden dementsprechend auch nicht als Einwirkung angesetzt. Bei Brückentragwerken und gesonderten Hochbautragwerken (zum Beispiel Parkhäuser) sind aufgrund der entsprechend größeren Abmessungen die Effekte aus Krümmung zufolge ungleichmäßiger Oberflächentemperaturen mit den Werten aus Tabelle 7.4 zu berücksichtigen.

Tabelle 7.4: Linear veränderliche Temperaturanteile [54]

Überbauart	Oberseite wärmer als Unterseite $\Delta T_{M,heat}$	Unterseite wärmer als Oberseite $\Delta T_{M,cool}$
Stahlkonstruktion (Typ 1)	18 °C	13 °C
Verbundkonstruktion (Typ 2)	15 °C	18 °C
Betonkonstruktion (Typ 3)	10 °C	5 °C

Für Bauteile unterhalb der Erdoberfläche können die Bodentemperaturen nach ÖNORM B 1991-1-5 [49] in Abhängigkeit von der Seehöhe, der betrachteten Bodentiefe und dem Monat berechnet werden.

Für die statische Bemessung ist die jeweilige Temperaturänderung ΔT bezogen auf die Aufstelltemperatur T_0 von Interesse, da sich das Bauwerk von diesem Bezugswert aus gemäß Formel (7.12) entweder ausdehnt oder verkürzt. Gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 [54] sollte T_0 als jene Bauteiltemperatur angenommen werden, die bei Fertigstellung beziehungsweise „Lückenschluss“ vorherrscht, denn ab diesem Zeitpunkt treten Zwängungen auf. Da diese Temperatur kaum vorhersagbar ist, kann T_0 mit 10 °C angesetzt werden.

7.3.2 Zwang durch abfließende Hydratationswärme

Quellen: Ebeling [10]; Eierle et al. [12]; Müller [46]; Schneider et al. [66]; Springenschmid [70]; Verein Deutscher Zementwerke [77] und [79]

Die chemisch-physikalische Reaktion von Zement mit Wasser wird als Hydratation bezeichnet. Dieser Prozess der Anlagerung von Wassermolekülen an die Zementkörner beginnt an der Oberfläche der Zementkörner. Solange für die Reaktion ausreichend Wasser zur Verfügung steht, setzt sich diese bis zum Kern fort. Während dieser Reaktion wird sogenannte Hydratationswärme freigesetzt.

Die Ursache für die Wärmeentwicklung liegt beim Brennen des Klinkers, der mit Zusatzstoffen zu Zement vermahlen wird. Beim Brennen des Klinkers werden die verschiedenen Klinkerphasen (Tricalciumsilicat, Dicalciumsilicat, Tricalciumaluminat, Calciumaluminatferrit, freies Calciumoxid und freies Magnesiumoxid) auf ein energetisch höheres Niveau gebracht. Während dem Abbindevorgang des Betons wird infolge des exothermen Prozesses der Hydratation die „überschüssige“ Wärme wieder freigesetzt.

Bei massigen Bauteilen fließt die Hydratationswärme aufgrund der Bauteilabmessungen langsamer ab. Als Folge wird der Kern deutlich stärker erwärmt als die Bauteiloberflächen, was Eigenspannungen gemäß Abbildung 7.6 hervorruft.

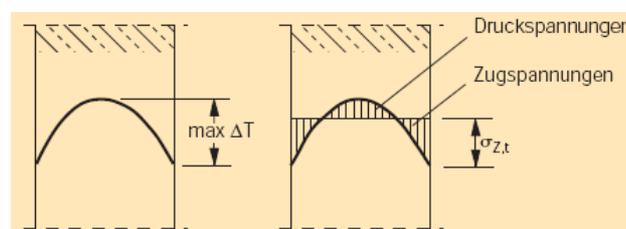


Abbildung 7.6: Temperaturverlauf und Eigenspannungen zufolge Hydratation [79]

Abbildung 7.7 zeigt den schematischen Verlauf der Betontemperatur und den Zusammenhang zum Spannungsverlauf zufolge Zwang bei behinderter Verformung. Der Verlauf kann grundlegend in fünf Stadien unterteilt werden. Das Anfangsstadium I dauert ab der Herstellung des Frischbetons etwa zwei Stunde an. In dieser Phase kommt es noch zu keiner Wärmeentwicklung

im Beton. Im Stadium II beginnt die Temperatur über eine Dauer von zirka zwei bis sechs Stunden im Frischbeton leicht anzusteigen. Da der Beton jedoch noch immer plastisch verformbar ist, wird der Beton ohne messbare Spannungen gestaucht.

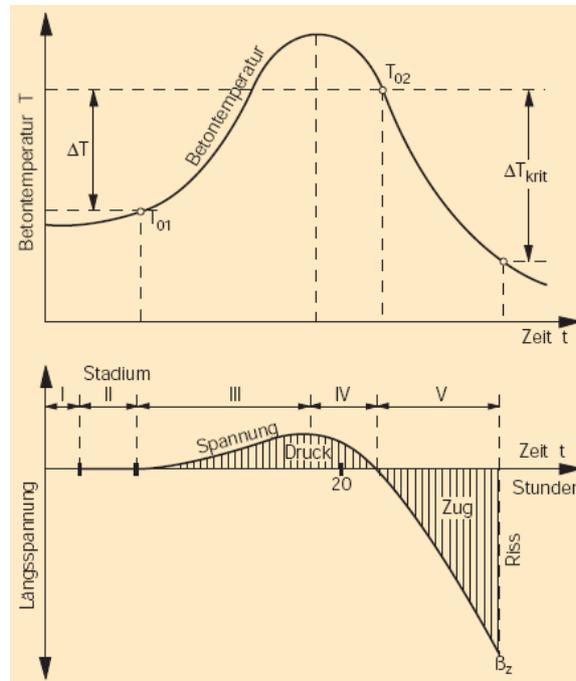


Abbildung 7.7: Temperatur- und Spannungsverlauf im jungen Beton bei behinderter Verformung [79]

Das Stadium III wird durch die erste Nullspannungstemperatur T_{01} eingeleitet und endet mit der höchsten Betontemperatur T_{max} . Die deutlich ansteigende Betontemperatur kann zum Teil durch Relaxation abgebaut werden. Dieser Vorgang dauert rund sechs bis neun Stunden. Im Hydratationsstadium IV nimmt die Temperatur im Beton wieder ab. Deshalb sinkt auch gleichzeitig die Betondruckspannung wieder, wobei ein Teil der Spannung erneut durch Relaxation abgebaut wird. Diese Phase dauert zwischen neun und elf Stunden an und ist am Ende durch die zweite Nullspannungstemperatur T_{02} , die mit dem Nulldurchgang der Betonspannung von Druck auf Zug definiert ist, charakterisiert. Diese Temperatur ist auch der Bezugspunkt für Berechnungen. Das letzte Stadium ist durch die weitere Abkühlung des Betons bei gleichzeitiger Zunahme der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls bestimmt. Da der Beton nicht mehr plastisch verformbar ist, bauen sich im Querschnitt Zugspannungen auf. Der Beton reißt sobald die Spannung die Zugfestigkeit des Betons erreicht.

Die Reaktionsfähigkeit eines Zements und die Geschwindigkeit der Wärmefreisetzung sind unmittelbar voneinander abhängig, wobei hohe Reaktionsfähigkeit wiederum rasche Festigkeitsentwicklung bedeutet. Tabelle 7.5 enthält Richtwerte für die Entwicklung der Hydratationswärme für die unterschiedlichen Zementfestigkeitsklassen.

Tabelle 7.5: Richtwerte für die Hydratationswärme unterschiedlicher Zementfestigkeitsklassen [46]

Zementfestigkeitsklasse	Hydratationswärme [J/g] nach			
	1 Tag	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
32,5 N	60 ... 170	125 ... 250	150 ... 300	210 ... 380
32,5 R und 42,5 N	125 ... 210	210 ... 340	275 ... 380	300 ... 420
42,5 R und 52,5 N	210 ... 275	300 ... 360	340 ... 380	380 ... 420

Die Festigkeitsentwicklung wird von den Inhaltsstoffen (Klinkerphasen) und der Mahlfeinheit des verwendeten Zements bestimmt. Dabei gilt, je feiner das Bindemittel gemahlen ist, desto rascher ist einerseits die Entwicklung der Festigkeit, aber desto rascher wird auch die Hydratationswärme freigesetzt. Abbildung 7.8 zeigt links den Wärmeverlauf der unterschiedlichen Klinkerphasen.

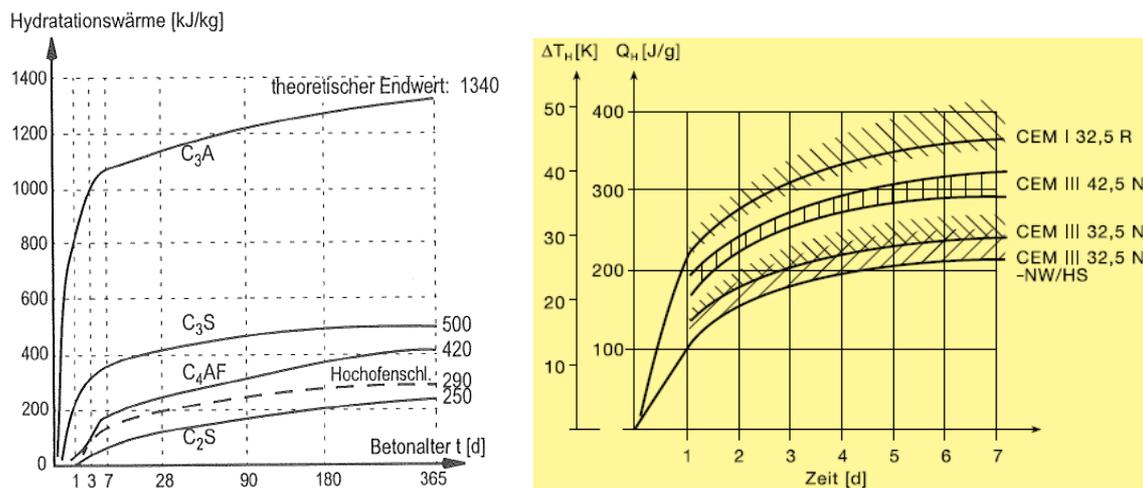


Abbildung 7.8: Hydratationswärmeentwicklung: links unterschiedliche Klinkerphasen [12], rechts verschiedene Zementarten [77]

Ohne Berücksichtigung des Wärmeabflusses an der Bauteiloberfläche kann die bis zum Zeitpunkt t durch Hydratationswärme auftretende adiabatische Erhöhung der Temperatur (ohne thermische Energie mit der Umgebung auszutauschen) nach Formel (7.15) berechnet werden:

$$\Delta T_H(t) = \frac{z \cdot \Delta Q_H(t)}{c \cdot \rho} \tag{7.15}$$

z ... Zementmenge [kg/m³]

$\Delta Q_H(t)$... Hydratationswärme zum Zeitpunkt t [kJ/kg]

c ... spezifische Wärme des Betons [kJ/(kg · K)]

ρ ... Rohdichte des Betons [kg/m³]

In Abbildung 7.8 ist rechts die gemessene Wärmeentwicklung einiger unterschiedlicher Zementarten dargestellt. In der linken Ordinate ist die durch Hydratation zu erwartende Änderung

der Bauteiltemperatur ΔT_H für Normalbeton mit 300 kg Zement/m³ unter adiabatischen Bedingungen näherungsweise dargestellt. Für den standardmäßig verwendeten Zement CEM I 32,5 R ist demnach mit einer Erhöhung der Kerntemperatur von rund 45 °C zu rechnen.

7.3.3 Zwang durch Schwinden des Betons

Quellen: Ebeling et al. [10]; Österreichisches Normungsinstitut [55]; Rostásy et al. [64]; Verein Deutscher Zementwerke [79]; Zilch et al. [82]

Mit Schwinden werden alle last- und temperaturunabhängigen Volumenverminderungen von Betonbauteilen während und nach dem Erhärtungsprozess zufolge Austrocknung des Betons bezeichnet. Der Zementstein ist die Komponente im Beton, die die schwindfähige Eigenschaft aufweist. Die Gesteinskörnung, die den größten Volums- und Massenanteil ausmacht, behindert jedoch das Schwinden des Zementsteins. Die Folge sind Mikrorisse in der Betonmatrix.

Zwischen folgenden drei Schwindarten kann unterschieden werden:

- Fröhschwinden
- autogenes beziehungsweise chemisches Schwinden
- Trocknungsschwinden

Das Fröhschwinden wird auch als plastisches Schwinden oder Kapillarschwinden bezeichnet und tritt während des Abbindevorgangs des Frischbetons durch starken Wasserentzug an Bauteiloberflächen auf. Die Oberfläche will sich aufgrund des Wasserentzugs zusammenziehen, wird aber durch den nicht geschwundenen Kern behindert.

Das autogene Schwinden wird auch als Schrumpfdehnung bezeichnet und entsteht durch Wasserentzug bei der Hydratation des Zements und findet im Inneren des Zementsteins statt. Diese Dehnung ist damit ausschließlich von der Betonzusammensetzung abhängig, wobei das autogene Schwinden mit steigender Betonfestigkeit zunimmt.

Damit der Prozess des Trocknungsschwindens stattfinden kann, ist ein Feuchteunterschied zwischen Beton und Umgebung erforderlich. Abbildung 7.9 zeigt den schematischen Verlauf der Schwinddehnungen für normal- und höherfesten Beton. Die gesamte Schwinddehnung ergibt sich aus der Addition der Dehnung zufolge autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden. Abbildung 7.9 zeigt außerdem, dass beim normalfesten Beton das Trocknungsschwinden den deutlich größten Anteil an der Gesamtdehnung ausmacht. Beim höherfesten Beton dreht sich dieses Verhältnis beinahe um. Die Versiegelung der Betonoberfläche unterbindet das Trocknungsschwinden, da keine Feuchtigkeit mehr vom Bauteilinneren an der Oberfläche entweichen kann.

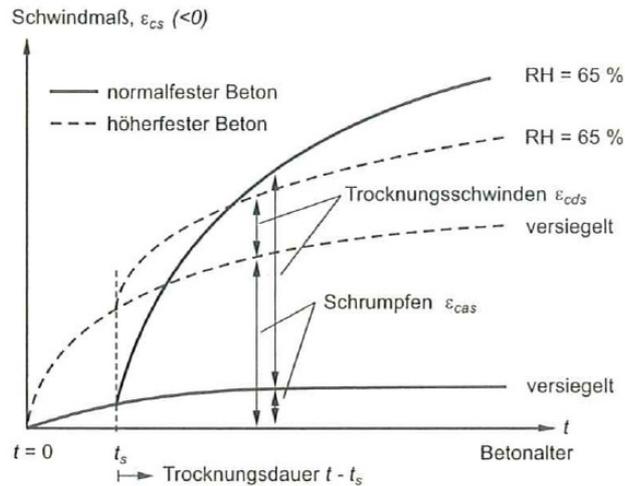


Abbildung 7.9: Verlauf der Schwindverformungen [82]

Nach ÖNORM EN 1991-1-1 [55] werden das Trocknungsschwinden und das autogene Schwinden voneinander getrennt ermittelt. Für die Berechnung der gesamten Schwinddehnung zu einem beliebigen Zeitpunkt t werden die beiden Anteile mit einem multiplikativen Faktor verknüpft und abschließend addiert. Im Folgenden sind die Formeln zur Berechnung der Schwinddehnung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] zusammengefasst:

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) \tag{7.16}$$

$\epsilon_{cs}(t)$... Schwinddehnung zum Zeitpunkt t

$\epsilon_{cd}(t)$... Trocknungsschwinddehnung

$\epsilon_{ca}(t)$... autogene Schwinddehnung

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \tag{7.17}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \tag{7.18}$$

t ... Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt t

t_s ... Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens

$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$... rechnerische Größe der Querschnittsfläche

Tabelle 7.6: k_h -Werte für Trocknungsschwinddehnung [55]

h_0	k_h
100 mm	1,00
200 mm	0,85
300 mm	0,75
≥ 500 mm	0,70

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (7.19)$$

α_{ds1} ... Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

α_{ds2} ... Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

f_{cm} ... mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$$f_{cm0} = 10 \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (7.20)$$

RH ... Relative Luftfeuchte der Umgebung

$$RH_0 = 100 \%$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (7.21)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})} \quad (7.22)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (7.23)$$

Der zeitliche Verlauf des Trocknungsschwindens hängt ausschließlich von den Querschnittsabmessungen ab (siehe Formel (7.18)). In das Endschwindmaß infolge Austrocknen fließen die verwendete Zementgüte und die Betonfestigkeit ein (siehe Formel (7.19)). Dabei gilt, je höher die Endfestigkeit des Betons ist, desto kleiner ist die Trocknungsschwinddehnung ε_{cd} . Die blaue Linie in Abbildung 7.10 zeigt den zeitlichen Verlauf von ε_{cd} für eine 30 cm dicke Platte, die von beiden Seiten austrocknet.

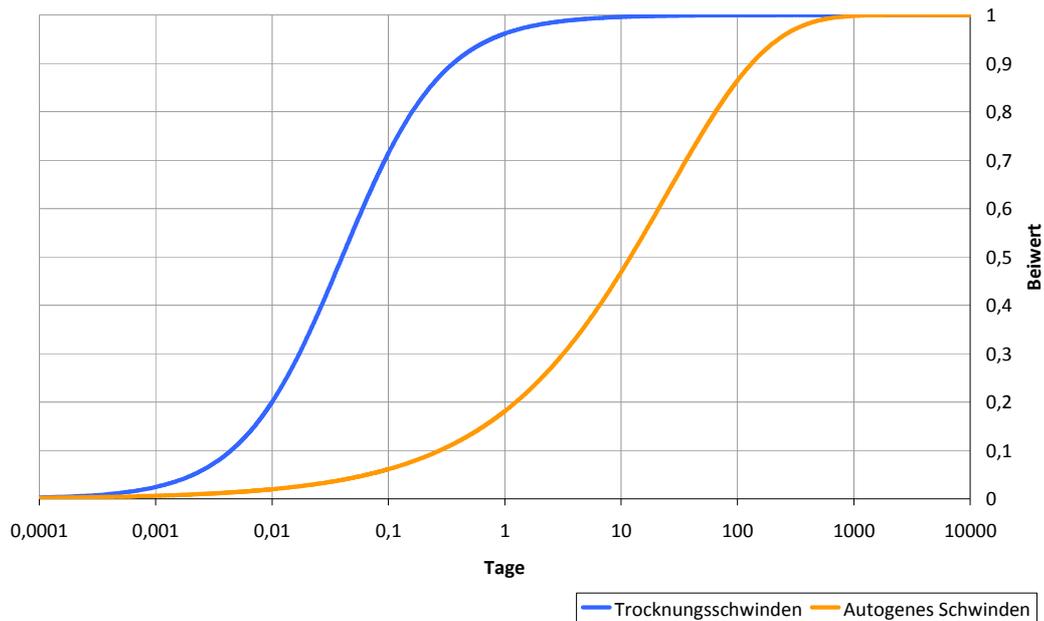


Abbildung 7.10: Zeitlicher Verlauf der einzelnen Schwinddehnungsanteile

Die autogene Schwinddehnung hängt gemäß Formel (7.23) nur von der Druckfestigkeit des Betons ab. Der zeitliche Verlauf von ε_{ca} ist hingegen für alle Betongüten und Querschnittsabmessungen gleich und ist ebenfalls in Abbildung 7.10 dargestellt (orangene Linie).

7.3.4 Zwang durch Baugrundsetzungen

Quelle: Smoltczyk et al. [69]

Bei Flachgründungen sind aufgrund der Pressung Setzungen des Baugrundes unvermeidbar. Diese sind bei statischen Systemen als Einwirkung in Form von eingepprägten Lagerverschiebungen zu berücksichtigen. Hierfür werden in der Regel vom Bodengutachter Vorgaben gemacht, wobei für die statische Bemessung eines Tragwerks im Allgemeinen nur Setzungsdifferenzen von Interesse sind, da diese Zwangsverschiebungen hervorrufen.

Grundsätzlich kann zwischen folgenden zeitlich verzögerten Setzungen unterschieden werden:

- Sofortige Anfangssetzungen, s_0
- Setzungen infolge der Konsolidierung bindiger Bodenschichten, s_1
- Setzungen durch Kriechverformungen, s_2

Eingepprägte Verschiebungen von Auflagern bewirken bei Konstruktionen mit Durchlaufträgern und bei integralen Tragwerken Zwangsbeanspruchungen. Abbildung 7.11 zeigt das Beispiel der Zwangsverschiebung des mittleren Auflagers eines Zweifeldträgers.

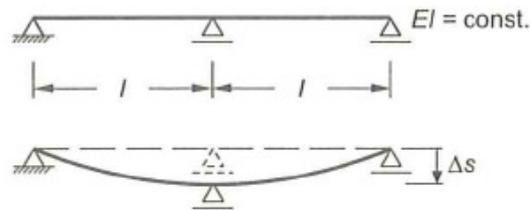


Abbildung 7.11: Setzungszwang bei Zweifeldträger [82]

Vertikale Zwangsverschiebungen infolge Setzung des Baugrundes sind in der Regel keine plötzlich aufgebrachten Verformungen. Die erzeugten Zwangsschnittgrößen sind außerdem von den Bauteilsteifigkeiten abhängig, da die mit der Verschiebung einhergehende Rissbildung in den Querschnitten die Biegesteifigkeiten maßgebend beeinflusst. Vorteil dieser Zwangseinwirkung ist jedoch, dass die wirkenden Spannungen kriechwirksam sind, wodurch die erzeugten Momente durch Kriechen abgebaut werden.

7.4 Tragverhalten eines Zugstabes unter Zwang

7.4.1 Alleinige Wirkung von zentrischem Zwang

Quellen: Österreichisches Normungsinstitut [55]; Wommelsdorff [80]; Zilch et al. [82]

Im Beispiel eines zentrisch gezogenen Stabes aus Kapitel 7.1 wurde das nichtlineare Materialverhalten von Stahlbeton nicht berücksichtigt. Das Verhältnis der spannungserzeugenden Dehnung zur eingepprägten Verschiebung $\varepsilon_z/\varepsilon_0$ ist nämlich von der Dehn- und Biegesteifigkeit der an den Zugstab angeschlossenen Bauteile abhängig.

Deshalb wird nachfolgend am Beispiel eines Zugstabes aus Stahlbeton das Verhalten unter zentrischem Zwang erläutert. Der Zwang wird durch eine eingepprägte, stetig anwachsende Dehnung (Verlängerung) des Stabes simuliert (siehe oberer Stab in Abbildung 7.12). Diese Belastung entspricht der behinderten Verkürzung des Stabes zufolge Abkühlung ΔT . Die Dehnung infolge Temperaturänderung kann nach Formel (7.12) ermittelt werden.

Die aus der eingepprägten Verschiebung resultierende Zugkraft N_{ind} berechnet sich über die Dehnsteifigkeit des Stabes:

$$N_{\text{ind}} = \Delta s \cdot E_c \cdot A \quad (7.24)$$

Die Dehnsteifigkeit der Bewehrung kann unter der Annahme eines geringen Bewehrungsgehaltes vernachlässigt werden.

Sobald die eingeprägte Dehnung $\varepsilon_{\Delta s}$ die Zugbruchdehnung ε_{ct} des Betons übersteigt, bildet sich der erste Riss mit der Breite w_{Riss} im Zugstab aus, wobei dies weitestgehend von der vorhandenen Bewehrung unabhängig ist. Jene Kraft, bei der die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird, bezeichnet man als Risszugkraft N_{cr} (Index „cr“ steht für das englische Wort „crack“). Die Zwangsdehnung und die Bruchdehnung können wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{\Delta s} = \frac{\Delta s}{l} \quad (7.25)$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (7.26)$$

Gemäß Formel (7.26) hängt die Zugbruchdehnung ε_{ct} und damit die Risszugkraft N_{cr} ausschließlich von der Betonzugfestigkeit und dem Elastizitätsmodul ab.

Die Rissbildung bewirkt einen lokalen Steifigkeitsabfall, wodurch die Zugkraft N_{ind} durch den Anteil $\frac{w_{Riss}}{\Delta s}$ reduziert wird:

$$N_{ind} = \Delta s \cdot E_c \cdot A \cdot \left(1 - \frac{w_{Riss}}{\Delta s} \right) \quad (7.27)$$

Für die weitere Erläuterung wird gemäß Abbildung 7.12 zwischen dem Fall eines geringen (mittlerer Zugstab) und für die Risseverteilung ausreichenden Bewehrungsgehaltes (unterer Stab) unterschieden. Beim Zugstab mit geringem Bewehrungsgehalt beginnt nach Überschreitung der Zugbruchdehnung die Bewehrung zu fließen, wodurch die Zwangskraft sprunghaft auf den Wert $N_{ind} = A_s \cdot f_y$ abfällt (siehe mittlerer Stab in Abbildung 7.12). Die vom Bewehrungsstab durch Verbund in den Beton eingeleitete Zugkraft ist so klein, dass sich keine weiteren Risse mehr ausbilden können. Die eingeprägte Verschiebung wird also zur Gänze in einem einzigen breiten Riss abgebaut.

Im zweiten untersuchten Fall ist der Bewehrungsgehalt größer, sodass nach Steigerung der Zwangsdehnung die von der Bewehrung aufnehmbare Kraft deutlich über der Zugfestigkeit des restlichen Betonquerschnitts liegt. Dadurch reißt der Zugstab in einem entsprechenden Abstand vom ersten Riss erneut. Durch die weitere Rissöffnung fällt die Zugkraft wiederholt schlagartig ab (siehe rechtes Diagramm vom unterem Stab in Abbildung 7.12). Die Bildung weiterer Risse setzt sich solange fort, bis durch weitere Rissbildung keine Reduktion der Dehnsteifigkeit mehr möglich ist, womit das Rissbild abgeschlossen ist. Bei weiterer Steigerung der Dehnung wächst die Zwangsschnittgröße über die Risskraft N_{cr} hinaus bis letztendlich die Fließgrenze der Bewehrung erreicht ist.

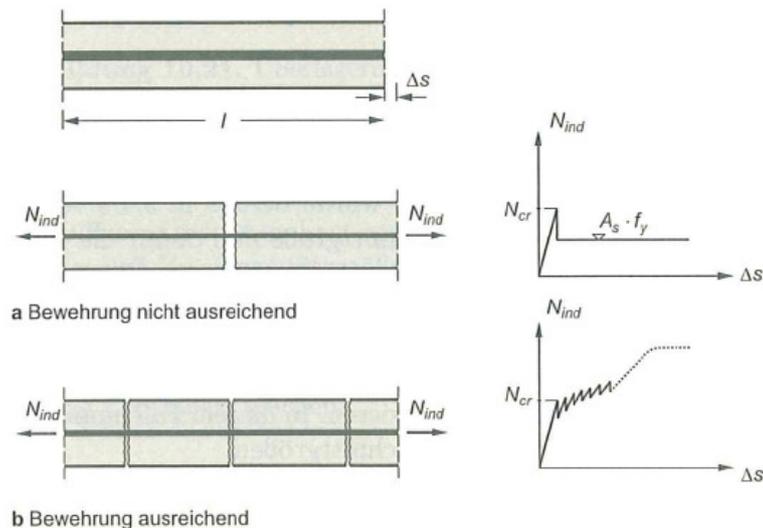


Abbildung 7.12: Tragverhalten eines Zugstabes unter zentrischem Zwang [82]

Gemäß Zilch et al. [82] ist das Rissbild in der Regel erst bei einer Zwangsdehnung ε_{ind} von mehr als $0,8 \cdot 10^{-3} = 0,0008$ erreicht. Dies entspricht bei einem für Stahlbeton normativ [55] definierten Wärmedehnungskoeffizienten $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}$ einer Temperaturdifferenz von 80 K. Solche Temperaturänderungen werden in der Regel bei Ingenieurbauten nicht erreicht. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass die Risschnittgrößen durch Zwang nicht überschritten werden.

Dementsprechend ist es im Allgemeinen ausreichend, die Mindestbewehrung zufolge zentrischem Zwang zur Gewährleistung einer ausreichenden Rissbreitenbegrenzung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] vorzusehen. Dafür muss die Bewehrung in der Lage sein, die Risszugkraft N_{cr} aufzunehmen, ohne die Streckgrenze f_y der Bewehrung zu überschreiten. Es bilden sich schließlich so lange neue Risse, bis die eingeprägte Dehnung durch die Rissöffnungen und die elastische Dehnung der ungerissenen Querschnittsbereiche abgebaut ist. Ergänzende Erläuterungen zur Berechnung der Mindestbewehrung für Zwang können den Büchern „Bemessung im konstruktiven Betonbau“ [82] und „Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion“ [80] entnommen werden.

7.4.2 Gleichzeitige Wirkung von Last und zentrischem Zwang

Quellen: Djouahra [9]; Taferner [75]; Zilch et al. [82]

Das Verhalten bei gleichzeitiger Wirkung von Last und zentrischem Zwang wird wieder anhand eines Zugstabes beschrieben (siehe Abbildung 7.13 oben). N_{dir} ist in diesem Beispiel die Zugkraft (direkte Lasteinwirkung) und N_{ind} die aufgezwängte Verschiebung (indirekte Einwirkung).

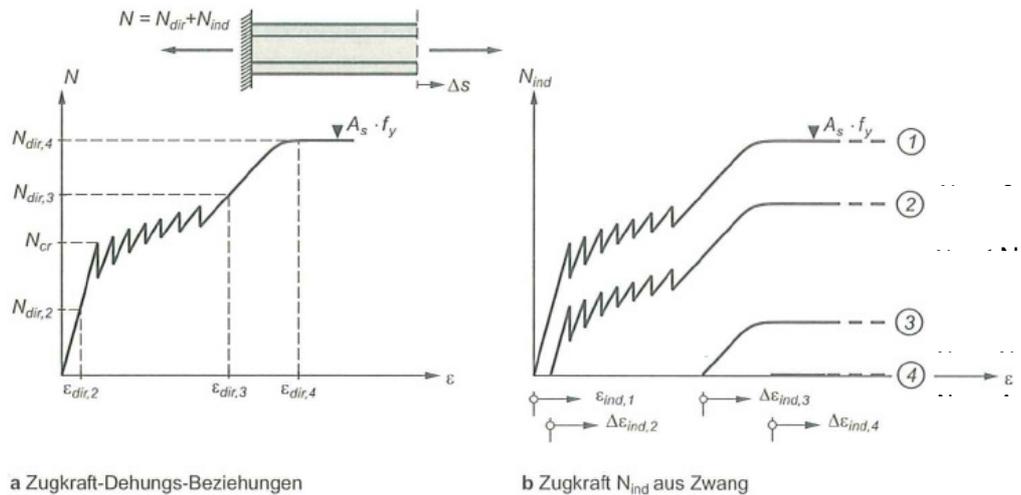


Abbildung 7.13: Gleichzeitige Wirkung von Last und Zwang [82]

Bei der Überlagerung einer Zugkraft mit zentrischem Zwang kann zwischen folgenden Situationen unterschieden werden:

- Der untere Grenzwert liegt vor, wenn die Normalkraft Null ist. Die Beanspruchung entsteht dann ausschließlich aus der eingepprägten Verschiebung Δs . In diesem Fall gilt bei ausreichender und rissverteiler Bewehrung dasselbe Normalkraft-Dehnungs-Diagramm wie in Abbildung 7.12 unten dargestellt ist.
- Im zweiten Fall ist die angreifende Zugkraft N_{dir} kleiner als jene Normalkraft N_{cr} , die notwendig ist, um die Betonzugbruchdehnung zu überschreiten. Die Normalkraft N_{ind} zufolge Zwang ergibt sich schließlich maximal aus der Differenz $N_{ind} = N_{cr} - N_{dir}$.
- Wenn die einwirkende Normalkraft N_{dir} größer als die Rissnormalkraft N_{cr} ist, wird die Zwangsnormalkraft aus der Differenz $A_s \cdot f_y - N_{dir}$ beschränkt.
- Der obere Grenzwert liegt vor, wenn die Zugkraft N_{dir} der Streckgrenze $A_s \cdot f_y$ entspricht. Damit ist N_{ind} gleich Null, da die Bewehrung bereits fließt und eine weitere Dehnung keine Schnittkräfte mehr erzeugt.

Die Diagramme in Abbildung 7.13 zeigen für alle vier beschriebenen Fälle die jeweiligen Beziehungen zwischen Normalkraft und Dehnung.

Dieses Beispiel zeigt die Problematik bei der Bemessung von gleichzeitiger Wirkung von Last und Zwang. Bei Überschreitung der Risschnittgrößen infolge Last werden die resultierenden Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit deutlich reduziert. Es kann der Fall auftreten, dass die Zwangsbeanspruchung dann nur mehr zusätzliche Verformungen, aber keine Schnittgrößen mehr hervorruft.

In Abbildung 7.14 sind die resultierenden Schnittgrößen zufolge Last und Zwang links im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, also unter wirklichkeitsnaheren Lastannahmen, und rechts unter Einbeziehung der Teilsicherheitswerte für die Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Einfluss der

Zwangseinwirkung, trotz der Erhöhung um den Teilsicherheitsbeiwert γ_Q , auf die Gesamtschnittgrößen deutlich geringer, da der Querschnitt aufgrund der größeren Lasten auch einen größeren Steifigkeitsabfall aufweist.

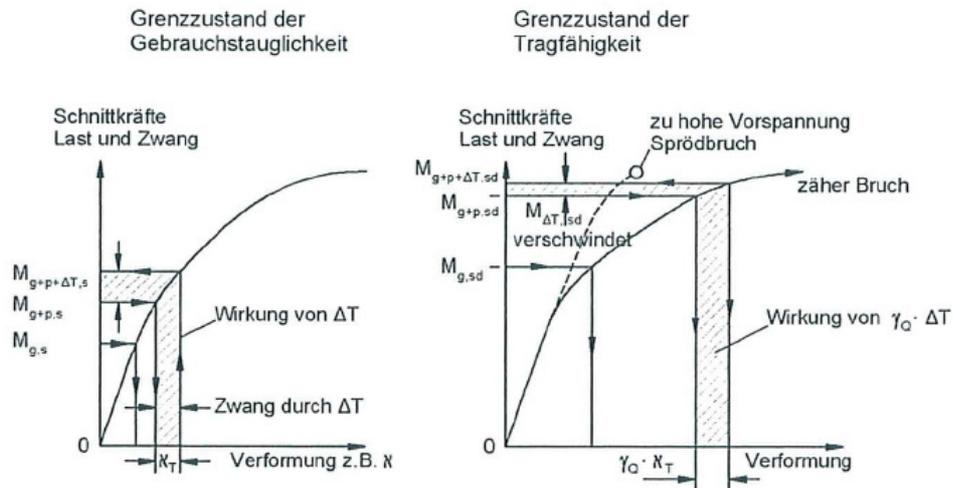


Abbildung 7.14: Gegenüberstellung der gleichzeitigen Wirkung von Last und Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit [75]

Integrale Tragwerke können jedoch nur realitätsnahe berechnet werden, wenn Last- und Zwangseinwirkungen überlagert werden. Wie bereits gezeigt wurde, birgt die gleichzeitige Wirkung von Last und Zwängen Probleme bei der statischen Bemessung. Schnittgrößen infolge Zwang können nur unter Berücksichtigung realistischer Steifigkeitsverteilungen und des nichtlinearen Materialverhaltens von Stahlbeton sinnvoll ermittelt werden. Damit ist jedoch das Superpositionsprinzip für die Überlagerung von Einzellastfällen nicht mehr gültig. Außerdem ist es nicht mehr möglich, die Ermittlung der Schnittgrößen von der Querschnittsbemessung (und umgekehrt) zu trennen. Für die Berechnung realistischer Schnittgrößen ist zudem die Einwirkungsgeschichte von Bedeutung. Eine unterschiedliche Reihenfolge von Last- und Zwangseinwirkungen kann dadurch zu unterschiedlichen Bemessungsschnittgrößen führen.

8 SICHERHEITSKONZEPT UND SCHNITTGRÖßENBERECHNUNG GEMÄß EUROCODE

In diesem Kapitel wird ein Einblick in das durch die Einführung der Eurocodes nun verpflichtend anzuwendende semi-probabilistische Sicherheitskonzept für die Bemessung von Ingenieurbauwerken gegeben.

8.1 Sicherheitskonzept gemäß Eurocode

Quellen: Zilch et al. [81] und [82]

Es werden zu Recht hohe Anforderungen an die Sicherheit, Zuverlässigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Bauwerken gestellt. Der Bauherr überträgt daher dem planenden Ingenieur die Aufgabe, das Sicherheitsniveau beginnend beim Entwurf sowie bei der Planung, Ausführung und Nutzung sicherzustellen.

Das jeweilige Bauwerk muss daher folgende Aufgaben erfüllen:

- Das Tragwerk muss hinreichend tragfähig sein, um allen möglichen Einwirkungen und Lasten standhalten zu können.
- Neben der Tragfähigkeit müssen Bauwerke auch die geforderte Gebrauchstauglichkeit erfüllen.
- Im Laufe der Nutzungsdauer sind Bauwerke direkten und indirekten Umwelteinflüssen ausgesetzt, die das Betongefüge beeinträchtigen können, was in weiterer Folge zu Korrosion bei der Bewehrung führen kann.

Zusätzlich soll sich bei Überschreitung der zulässigen Lasten oder beim Verlust der Materialfestigkeit das Versagen eines Bauteils durch übermäßige Verformung und Risse merkbar ankündigen. Dadurch soll ein schlagartiger Verlust der Tragfähigkeit verhindert werden. Bei unplanmäßigen Einwirkungen sollen überdies die resultierenden Schäden in Relation zur Schadensursache stehen. Der Anprall eines PKWs soll beispielsweise zu keinem globalen Verlust der Tragfähigkeit eines gesamten Hochhauses führen.

Die Sicherheit eines Bauwerkes wird durch folgende Einflussgrößen bestimmt:

- Streuung der Beanspruchungen (Einwirkungen)
- Streuung der Beanspruchbarkeiten (Materialfestigkeiten)
- Planungsfehler
- Ausführungsfehler
- fehlerhafte Nutzung

Planungsfehler, Ausführungsfehler und fehlerhafte Nutzung entstehen durch menschliches Fehlverhalten und können deswegen nicht durch wahrscheinlichkeitstheoretische Modelle bewertet werden. Die natürliche Streuung der Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten sind hingegen zufallsabhängige Größen und können auf Basis von probabilistischen Funktionen beschrieben werden. Im Bauwesen unterliegen die meisten Größen, (zum Beispiel Betondruckfestigkeiten) einer symmetrischen Normalverteilung. Abbildung 8.1 zeigt links das Beispiel einer Auswertung gemessener Betondruckfestigkeiten. Mit steigender Anzahl der Stichproben geht das Histogramm allmählich in einen stetigen Verlauf über, der durch die Verteilungsdichte $f_x(x)$ (siehe Abbildung 8.1, rechts) definiert ist.

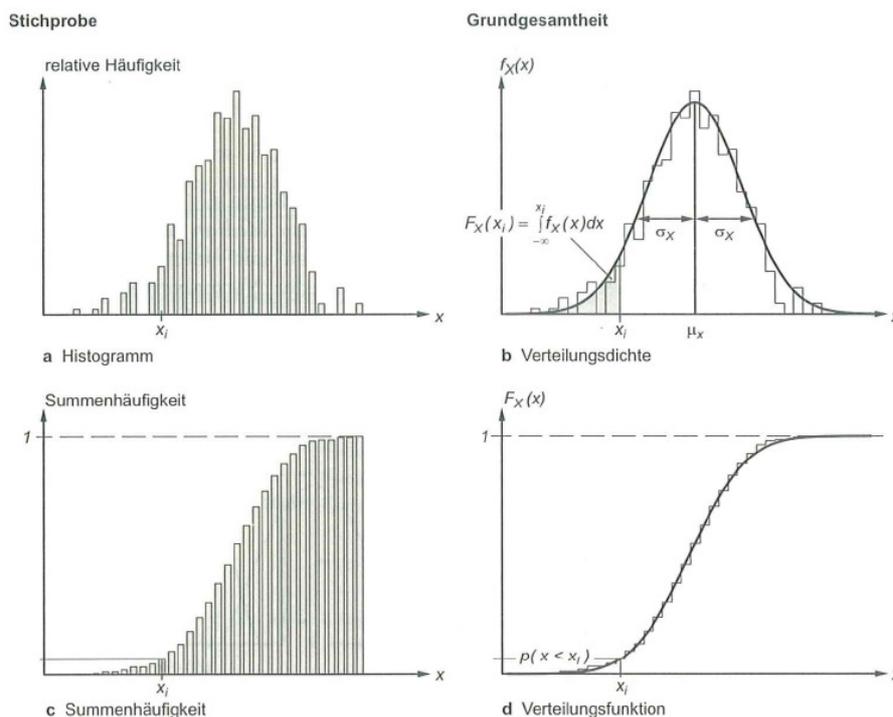


Abbildung 8.1: Stichprobe und Verteilungsfunktion [82]

Der Kern einer statischen Bemessung liegt im Nachweis der Ungleichung:

$$E \leq R \tag{8.1}$$

E steht für die Beanspruchungen (Englisch: „Effects of actions“) und R für die Beanspruchbarkeit beziehungsweise den Widerstand (Englisch: „Resistance“). Diese beiden Eingangsgrößen weisen aufgrund ihrer Streuung stochastischen Charakter auf, wobei unabhängige Normalverteilungen

vorausgesetzt werden. Abbildung 8.2 zeigt die beiden Dichtefunktionen für E und R. Es ist praktisch unvermeidlich, dass Bereiche auftreten, in denen sich die Funktionen überschneiden und damit die Beanspruchung den Widerstand übersteigt. Eine 100%ige Sicherheit für die Tragfähigkeit eines Bauwerks ist demnach eigentlich nicht möglich.

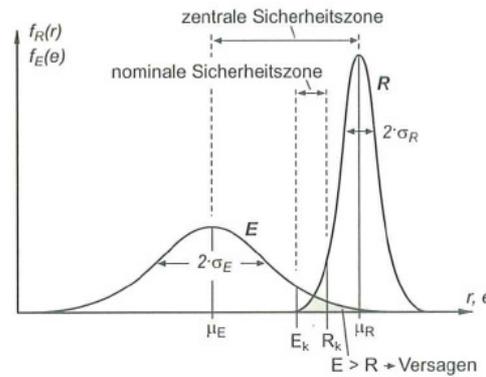


Abbildung 8.2: Verteilungsfunktionen von Beanspruchung E und Widerstand R [82]

Die Sicherheit einer Berechnung kann entsprechend Abbildung 8.2 durch den Abstand zwischen den beiden Funktionen bestimmt werden. Die zentrale Sicherheitszone ist durch den Abstand der beiden Mittelwerte μ_E und μ_R und die nominale Sicherheitszone durch den Abstand der für die Bemessung angesetzten charakteristischen Werte E_k und R_k einer Beanspruchung beziehungsweise Beanspruchbarkeit definiert. Charakteristische Werte sind Quantile, die jene Werte in einer Wahrscheinlichkeitsverteilung darstellen, welche mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit unterschritten oder erreicht werden. In Bemessungen werden dabei für Einwirkungen in der Regel als oberer charakteristischer Wert die 95%-Quantile und für Bauteilwiderstände als unterer Wert die 5%-Quantile angesetzt.

In den aktuellen Bemessungsnormen (Eurocodes) kommt das semi-probabilistische Sicherheitskonzept zur Anwendung. Dabei werden für die Bemessung aufgrund zuverlässigkeitstheoretischer Überlegungen die Beanspruchungen und die Beanspruchbarkeiten in Abhängigkeit vom Material und der Bemessungssituation mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten γ_E und γ_R gemäß den Formeln (8.2) und (8.3) skaliert.

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E \tag{8.2}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \tag{8.3}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_E und γ_R müssen entsprechend der gewünschten Sicherheit die Streuungen der jeweiligen Größen berücksichtigen. Abschließend werden die so errechneten Bemessungswerte E_d und R_d (Index „d“ steht für „Design“) miteinander verglichen.

$$E_d \leq R_d \tag{8.4}$$

8.2 Nachweiskonzept gemäß Eurocode

Quellen: Österreichisches Normungsinstitut [53] und [55]; Zilch et al. [81] und [82]

Gemäß ÖNORM EN 1990 [53] muss bei der statischen Bemessung eines Ingenieurbauwerkes der Grenzzustand der Tragfähigkeit (Abkürzung „GZT“, Englisch: „Ultimate Limit State“ beziehungsweise „ULS“) und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Abkürzung „GZG“, Englisch: „Serviceability Limit State“ beziehungsweise „SLS“) nachgewiesen werden.

Bei Überschreitung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ist keine ausreichende Standsicherheit eines Tragwerks gegeben, wobei es unerheblich ist, ob das Versagen durch Kollaps der gesamten Tragstruktur oder einzelner Tragwerksteile oder durch Verlust der Lagesicherheit verursacht wird. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt neben der Gebrauchsfähigkeit auch das äußere Erscheinungsbild des Tragwerks und das Wohlbefinden der Nutzer.

8.2.1 Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Abbildung 8.3 zeigt das semi-probabilistische Nachweiskonzept bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

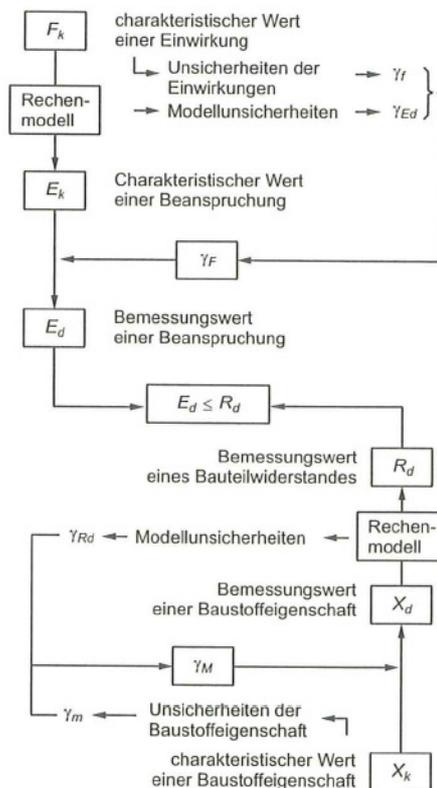


Abbildung 8.3: Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung [82]

Mithilfe eines Rechenmodells können die Beanspruchungen (Schnittgrößen) E infolge ständiger, veränderlicher oder außergewöhnlicher Einwirkungen F (Englisch für „Force“) berechnet werden. Aufgrund der linear-elastischen Berechnung gilt das Superpositionsprinzip und deshalb können die Schnittgrößen jeder Einwirkung getrennt berechnet und anschließend überlagert werden. Aufgrund der Beschränkung auf die Elastizitätstheorie ist es unerheblich, ob die charakteristischen Einwirkungen F_k nach Formel (8.5) oder die charakteristischen Beanspruchungen E_k gemäß Formel (8.6) mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_F versehen werden. Die Ergebnisse sind in beiden Fällen dieselben.

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \quad (8.5)$$

$$E_d = E_k \cdot \gamma_F \quad (8.6)$$

Die charakteristischen Materialkennwerte X_k (Betondruckfestigkeiten, Streckgrenze der Bewehrung und ähnliches) sind im Allgemeinen bereits vor Berechnung der Beanspruchbarkeiten der einzelnen Bauteile mit ihren jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten γ_M nach Formel (8.7) zu minimieren. Zwischen Bauteilwiderständen und Materialkennwerten liegt in der Regel kein linearer Zusammenhang vor.

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (8.7)$$

Gemäß ÖNORM EN 1990 [53] ist zwischen ständigen, vorübergehenden und außergewöhnlichen Bemessungssituationen und, als Sonderfall, einem Erdbeben zu unterscheiden. Für jede der Bemessungssituationen gibt es eine Formel zur Kombination der Einwirkungen, wobei für jede Einwirkungsart mithilfe von Kombinationsbeiwerten die Auftretenswahrscheinlichkeit und die Einwirkungsdauer berücksichtigt wurde. Die Formeln (8.8) bis (8.10) zeigen die unterschiedlichen Bemessungssituationen, denen ein Bauwerk ohne Verlust der Tragfähigkeit widerstehen muss. Für die Kombinationsbeiwerte ψ wird für Hochbauten auf die ÖNORM EN 1990 [53] und für Brückentragwerke auf die ÖNORM EN 1990/A1 [52] verwiesen.

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.8)$$

Außergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.9)$$

Erdbeben:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.10)$$

8.2.2 Nachweiskonzept für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit umfassen für Stahlbetonbauteile gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] die Begrenzung von Spannungen, Verformungen und Rissbreiten. Für die Nachweise wird in Formel (8.4) die Beanspruchbarkeit R_d durch die Gebrauchstauglichkeitskriterien C_d ersetzt, wodurch sich folgende Ungleichung ergibt:

$$E_d \leq C_d \quad (8.11)$$

Um die Einwirkungen möglichst wirklichkeitsnah abzubilden, wird ihr Teilsicherheitsbeiwert γ_F gleich 1,00 gesetzt, womit $E_k = E_d$ gilt.

Aufgrund der unterschiedlichen Wahrscheinlichkeiten des Eintretens der Einwirkungsarten und der Folgen einer Überbeanspruchung wird zwischen der charakteristischen, häufigen und quasi-ständigen Einwirkungskombination unterschieden (siehe Formeln (8.12) bis (8.14)).

Charakteristische Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.12)$$

Häufige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.13)$$

Quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.14)$$

Die charakteristische Kombination entspricht dem zu erwartenden Höchstwert der Beanspruchungen einmal in fünfzig Jahren. Die häufige Einwirkungskombination tritt dagegen mit einer Wahrscheinlichkeit von etwa 5% während der geplanten Nutzungsdauer auf und die quasi-ständige Kombination dient zur Beschreibung der Langzeitauswirkungen.

8.3 Schnittgrößenermittlung gemäß Eurocode 2

Quellen: Deutsches Institut für Normung [8]; Österreichisches Normungsinstitut [50] und [55]; Zilch et al. [81] und [82]

Bei der klassischen linear-elastischen Bemessung von Stahlbetontragwerken wird anhand der für die unterschiedlichen Bemessungssituationen berechneten Schnittgrößen die erforderliche Bewehrungsmenge berechnet. Bei integralen Tragwerken ist aufgrund der statischen Unbestimmtheit die Schnittgrößenverteilung mit der vorhandenen Bewehrung gekoppelt. Damit

kann die Berechnung der Beanspruchungen (Schnittgrößen) und Beanspruchbarkeiten (Querschnittswerte) jedoch nicht mehr wie beim linear-elastischen Ansatz voneinander getrennt durchgeführt werden. Eine weitere Konsequenz ist, dass es gegenüber der Berechnung nach der Elastizitätstheorie keine eindeutige Lösung mehr gibt.

Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] und ÖNORM B 1992-1-1 [50] sind folgende Berechnungsarten zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken zulässig:

- Linear-elastische Berechnung nach der Elastizitätstheorie
- Linear-elastische Berechnung nach der Elastizitätstheorie mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung
- Verfahren nach der Plastizitätstheorie
- Nichtlineare Berechnungsverfahren

Die ersten drei Berechnungsverfahren beruhen auf Vereinfachungen im Material- und Tragverhalten. Abbildung 8.4 zeigt im mittleren und rechten Bild die vereinfachten Tragverhalten nach der Elastizitäts- und der Plastizitätstheorie gegenüber dem realen Verhalten.

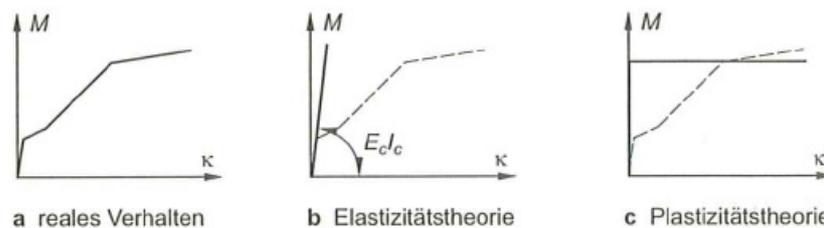


Abbildung 8.4: Unterschiedliche Tragverhalten für die Schnittgrößenermittlung [82]

Nichtlineare Berechnungsverfahren berücksichtigen hingegen das physikalisch nichtlineare Materialverhalten von Stahlbeton unter Berücksichtigung möglichst realitätsnaher Schnittgrößen-Verformungs-Beziehungen.

8.3.1 Linear-elastische Berechnung

Die linear-elastische Berechnung ist das mit Abstand am meisten verwendete Verfahren, um Schnittgrößen zu berechnen. Die Schnittgrößenverteilung wird damit unter Anwendung der linearen Elastizitätstheorie ermittelt, wobei die Steifigkeiten für die ungerissenen Querschnitte angesetzt werden. Damit gilt für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung das Hooke'sche Gesetz gemäß Formel (8.15) mit konstantem Elastizitätsmodul E .

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (8.15)$$

Die Berechnung der erforderlichen Bewehrung erfolgt gemäß Abbildung 8.3 entkoppelt von der Schnittgrößenermittlung unter Vernachlässigung des nichtlinearen Tragverhaltens der Querschnitte. Direkte Einwirkungen, also Lasten aus Eigengewicht, Ausbau und Nutzung, können mit der linear-elastischen Berechnungsmethode je nach Höhe der Belastung relativ gut abgebildet

werden. Es wird zwar das Reißen des Betons nicht berücksichtigt, aber die Schnittgrößen zufolge Lasten sind nur von der Steifigkeitsverteilung abhängig (siehe Formel (7.7)). Die Beanspruchungen infolge Zwang sind hingegen direkt von den absoluten Steifigkeiten abhängig (siehe Formel (7.11)).

Der wesentliche Vorteil der Schnittgrößenberechnung nach der linearen Elastizitätstheorie liegt jedoch in der Anwendbarkeit des Superpositionsprinzips. Die separat berechneten Einzellastfälle können demnach gemäß den Formeln (8.8) bis (8.10) und (8.12) bis (8.14) mit den jeweiligen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten kombiniert werden.

8.3.2 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

Bei der linear-elastischen Schnittgrößenberechnung mit begrenzter Momentenumlagerung wird das nichtlineare Tragverhalten von Stahlbeton vereinfacht berücksichtigt. Hierfür werden die Querschnittsbeanspruchungen zunächst wieder nach der linearen Elastizitätstheorie berechnet. Große Biegemomente in Rahmenknoten oder Zwischenauflagern von Durchlaufträgern können jedoch anschließend durch die Annahme plastischer Gelenke in die Feldbereiche umgelagert werden. Abbildung 8.5 zeigt die Anwendung und das Ergebnis einer linear-elastischen Berechnung mit begrenzter Umlagerung anhand eines Durchlaufträgers. In diesem Beispiel kann das Stützmoment um 30% reduziert werden.

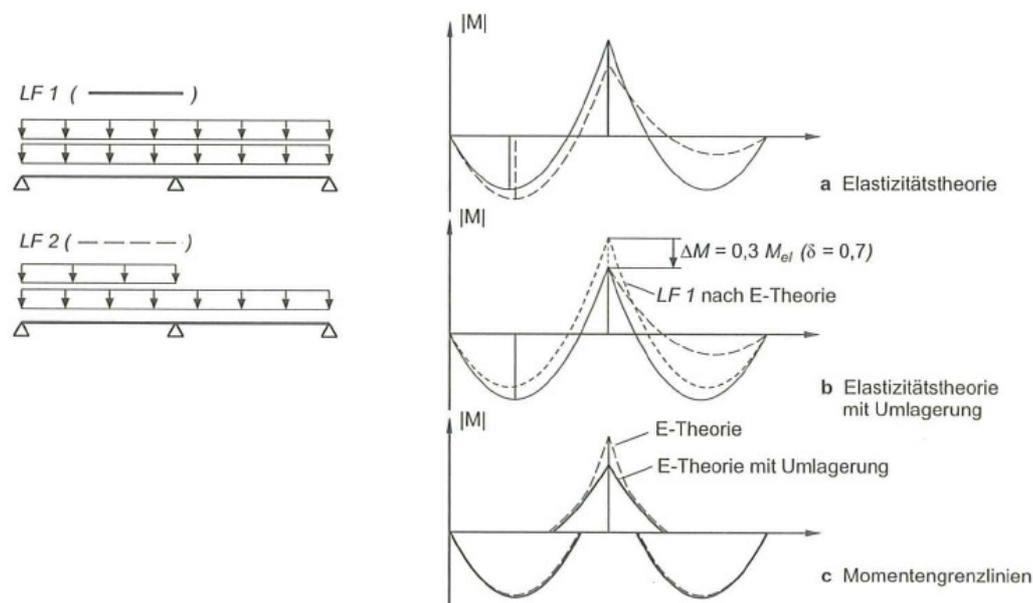


Abbildung 8.5: Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung [82]

Der Umlagerungsfaktor ist gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] von der plastischen Rotationsfähigkeit des Querschnitts an der betrachteten Stelle abhängig.

Der Vorteil dieses Berechnungsverfahrens liegt in der Vermeidung unnötiger Bewehrungskonzentrationen bei relativ geringem Rechenaufwand, da kein expliziter

Rotationsnachweis erbracht werden muss. Nachteilig ist jedoch, dass es nur für die Abminderung beziehungsweise Umlagerung von Spitzen im Momentenverlauf anwendbar ist.

8.3.3 Verfahren nach der Plastizitätstheorie

Das Verfahren der Plastizitätstheorie basiert prinzipiell auf dem statischen und kinematischen Grenzwertsatz:

- Der statische Grenzwertsatz besagt, dass jeder Spannungszustand, der einerseits die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt und andererseits die Fließbedingungen nicht verletzt, zulässig ist und eine untere Grenze für die Traglast darstellt.
- Der kinematische Grenzwertsatz besagt, dass jede Belastung, zu der ein instabiler, nichttrivialer, kinematisch zulässiger Verschiebungszustand angegeben werden kann, eine obere Grenze der Traglast darstellt.

Die tatsächliche Traglast eines statischen Systems liegt demzufolge zwischen den mit dem statischen und kinematischen Grenzwertsatz berechneten Traglasten. Für die praktische Bemessung eines Systems ist aber der statische Grenzwertsatz zu bevorzugen, da für den kinematischen Satz die Fließmomente in den plastischen Gelenken notwendig sind. Die Größe der Momente ist jedoch mit der vorhandenen Bewehrung gekoppelt, die aber erst berechnet werden soll.

Für die Bemessung mithilfe des statischen Grenzwertsatzes muss das statisch unbestimmte System als Erstes durch Einführung plastischer Gelenke zu einem statischen System reduziert werden. Anschließend werden der Schnittgrößenverlauf und die Fließmomente frei gewählt, wobei die statischen Randbedingungen erfüllt sein müssen. Für diese Schnittgrößen kann abschließend die erforderliche Bewehrung berechnet werden, wobei die Rotationsfähigkeit der plastischen Gelenke gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] nachgewiesen werden muss.

8.3.4 Nichtlineare Berechnung

Das tatsächliche Tragverhalten von Stahlbeton kann nur unter Berücksichtigung des physikalisch nichtlinearen Verhaltens unter Beachtung der Rissbildung, der Zugversteifung (Mitwirkung des Betons zwischen Rissen) und des Langzeitverhaltens möglichst wirklichkeitsnahe abgebildet werden. Durch die damit einhergehende Koppelung von Schnittgrößenermittlung und Querschnittsbemessung hat jedoch zur Folge, dass für die Berechnung realer Steifigkeiten bereits im vornherein die Bewehrung festgelegt werden muss. Es wird also nachgewiesen, ob die gewählte Bewehrung ausreichend ist, um den Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen. Dies bedeutet eine im Allgemeinen iterative Berechnung der erforderlichen Bewehrung.

Damit kann das zuvor beschriebene semi-probabilistische Sicherheitskonzept gemäß Abbildung 8.3 jedoch nicht mehr angewendet werden. Für die Bemessung mithilfe nichtlinearer Verfahren macht ÖNORM EN 1992-1-1 [55] folgende Vorgaben:

5.7 Nichtlineare Verfahren

(1)P *Nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung dürfen sowohl für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit angewendet werden, wobei die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen zu erfüllen sind und die Nichtlinearität der Baustoffe angemessen berücksichtigt wird. Die Berechnung kann nach Theorie I. oder II. Ordnung erfolgen.*

(2) *Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in der Regel die Aufnahme nicht elastischer Formänderungen in örtlich kritischen Schnitten, soweit sie in der Berechnung berücksichtigt werden, zu überprüfen. Unsicherheiten sind hierbei in geeigneter Form Rechnung zu tragen.*

(3) *Für vorwiegend ruhend belastete Tragwerke dürfen die Auswirkungen vorausgegangener Lasteinwirkungen im Allgemeinen vernachlässigt und eine monotone Zunahme der Größe der Einwirkungen angenommen werden.*

(4)P *Für nichtlineare Verfahren müssen Baustoffeigenschaften verwendet werden, die die Steifigkeit realistisch darstellen und die Versagen-Unsicherheit berücksichtigen. Es dürfen nur die Bemessungsverfahren verwendet werden, die in den maßgebenden Anwendungsbereichen gültig sind.*

(5) *Bei schlanken Tragwerken, bei denen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung nicht vernachlässigt werden dürfen, darf das in 5.8.6 aufgeführte Bemessungsverfahren angewendet werden.*

In ÖNORM EN 1992-1-1 [55] werden also keine konkreten Vorgaben für die Vorgehensweise einer nichtlinearen Berechnung gemacht. In DIN 1045-1 [8] werden hingegen noch zusätzliche Angaben für die zu verwendeten Baustoffkennwerte und das Sicherheitskonzept gemacht. So sollen die Mittelwerte der Materialeigenschaften angesetzt werden. Dies widerspricht aber der Sicherheitsphilosophie der Eurocodes, wonach die mit Teilsicherheitsbeiwerten reduzierten unteren 5%-Quantilwerte zu verwenden sind. Damit gibt es beim nichtlinearen Verfahren nach DIN 1045-1 [8] keine für Beanspruchung und Beanspruchbarkeit getrennten Teilsicherheitsbeiwerte mehr und für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Nachweisgleichung modifiziert:

$$E_d \leq \frac{R}{\gamma_R} \quad (8.16)$$

Für die Ermittlung der Beanspruchbarkeit ist es gegenüber dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept schließlich dann auch erforderlich, für Beton und Bewehrungsstahl einen einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert γ_R für die unterschiedlichen Bemessungssituationen vorzugeben, da eine Trennung nicht mehr möglich ist.

Nichtlineare Berechnungen von statischen Systemen können im Gegensatz zu den vorhergehenden drei Berechnungsverfahren in der Regel nur mit Hilfe der Finite Elemente Methode (Abkürzung „FEM“) auf Grundlage von definierten Spannungs-Dehnungsbeziehungen durchgeführt werden. Die EDV-Programme erstellen hierfür nichtlineare Gleichungssysteme, die Verzerrungen und Schnittgrößen miteinander koppeln. Zur Lösung des Gleichungssystems müssen iterative Berechnungsverfahren (zum Beispiel das Newton-Raphson-Verfahren) eingesetzt werden.

Dies zeigt die Schwierigkeiten und komplexen Zusammenhänge bei Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Stahl- und Spannbeton auf. Gerade für große integrale Tragstrukturen ist die Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren unumgänglich, um sie wirklichkeitsnahe und wirtschaftlich bemessen zu können.

9 EINFLUSSGRÖßEN AUF ZWANGSKRÄFTE UND MÖGLICHKEITEN ZUR REDUZIERUNG

9.1 Aspekte aus Sicht der Planung

9.1.1 Allgemeines

Quellen: Pötzl et al. [57]; Taferner et al. [74]; Taferner [75]

Aufgezwängte Dehnungen ε_{ind} zufolge Temperaturänderung ΔT werden neben der Höhe der Temperaturdifferenz durch die Wärmedehnzahl α_T des eingesetzten Materials bestimmt (siehe Formel (9.1)). α_T ist demnach der Proportionalitätsfaktor von Dehnung und einwirkender Temperatur:

$$\varepsilon_{\text{ind}} = \varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (9.1)$$

Abbildung 9.1 zeigt das statische System eines vertikal gelagerten Stabes mit der Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ und der Länge l , der horizontal durch zwei Wegfedern mit den Federsteifigkeiten c_1 und c_2 gehalten wird. Für die Ermittlung der resultierenden Kraft in einem Zug- und Druckstab zufolge alleiniger Wirkung der zentrischen Dehnung ε_T wird nun eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt.

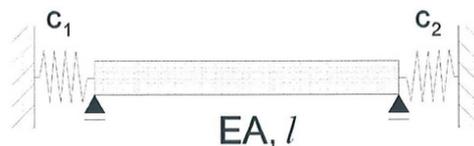


Abbildung 9.1: Zugstab mit horizontalen Federn

Eine aufgezwängte Dehnung verursacht als Reaktion eine Normalkraft im Stab, die mit Formel (9.2) in Abhängigkeit von den beiden Federsteifigkeiten bestimmt werden kann.

$$N_{\text{ind}} = \frac{-\varepsilon \cdot E \cdot A \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot l}{c_1 \cdot c_2 \cdot l + E \cdot A \cdot (c_1 + c_2)} \quad (9.2)$$

Je nach angesetzten Federsteifigkeiten verursacht die Reduzierung der Bauteiltemperatur (negative Temperaturdifferenz) als Reaktion Zugkräfte und die Erhöhung (positive Temperaturdifferenz) Druckkräfte.

Bei gleichen Federsteifigkeiten c_1 und c_2 kann Formel (9.2) vereinfacht werden:

$$N_{\text{ind}} = \frac{-\varepsilon \cdot E \cdot A \cdot c \cdot l}{c \cdot l + 2 \cdot E \cdot A} \quad (9.3)$$

Die erste Grenzbetrachtung der Federn stellt den Fall des horizontal frei verschieblichen Stabes dar. Die Federsteifigkeiten c_1 und c_2 sind also Null. Der Zug- und Druckstab wird in seiner Dehnung nicht behindert und macht die eingeprägte Dehnung zur Gänze mit. Die resultierende Zug- oder Druckkraft N_{ind} ist damit ebenfalls Null.

Im zweiten Grenzfall sind die beiden Federn unendlich steif. Die beiden Auflager sind dann sowohl in vertikaler als auch horizontaler Richtung unverschieblich gelagert. Die resultierende Normalkraft N_{ind} weist dann den Größtwert der Zwangskraft auf:

$$N_{\text{ind}} = -\varepsilon \cdot E \cdot A \quad (9.4)$$

Die Federn, die den Zug- oder Druckstab an der freien Dehnmöglichkeit behindern, stellen die angeschlossenen Bauteile (Stützen, Wände, etc.) dar. Ihre Dehn- und Biegesteifigkeiten bestimmen die Höhe der Federsteifigkeit.

Die resultierende Zwangsnormalkraft infolge eingepprägter Temperaturdehnung für einen Zug- beziehungsweise Druckstab ist daher abhängig von:

- der einwirkenden Temperaturdifferenz ΔT
- der materialspezifischen Wärmedehnzahl α_T
- dem materialspezifischen Elastizitätsmodul E
- der Querschnittsfläche A
- der Dehn- und Biegesteifigkeiten der anschließenden Bauteile

Die anzusetzende Temperaturdifferenz ΔT ist, wie in Kapitel 7.3.1 erläutert, in der ÖNORM EN 1991-1-5 [54] und ÖNORM B 1991-1-5 [49] definiert. Der planende Ingenieur hat auf diese Größe also keinen Einfluss. Das zu verwendende Material und die Querschnitte können jedoch entscheidend beeinflusst werden. In den folgenden Kapiteln werden Möglichkeiten aus Sicht der Planung zur Reduzierung von Zwangskräften aufgezeigt.

9.1.2 Wärmedehnzahl des Betons

Quellen: Dettling [5]; Müller et al. [46]; Österreichisches Normungsinstitut [55]

In ÖNORM EN 1992-1-1 [55] wird für Stahl- und Spannbeton die Wärmedehnzahl α_T pauschal mit $10 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$ angegeben. Angaben über die Randbedingungen oder Gültigkeitsgrenzen dieses Wertes werden jedoch keine gemacht. Der Wärmeausdehnungskoeffizient ist jedoch unter anderem von der Betonzusammensetzung abhängig.

Beton ist ein Gemisch aus Zement, Gesteinskörnungen, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln, wobei die Gesteinskörnungen in der Regel rund 75 % und das Bindemittel rund 10 % des Gesamtvolumens ausmachen. Das Dehnverhalten von Beton bei Temperatureinwirkung ist daher von folgenden Parametern abhängig:

- Zementgehalt
- Art der Gesteinskörnungen
- Gehalt an Gesteinskörnungen
- Feuchtegehalt des Betons
- Alter des Betons

Die tatsächliche Wärmedehnzahl unterliegt Schwankungen und kann sich gegenüber dem Wert aus der ÖNORM EN 1992-1-1 [55] deutlich unterscheiden. Die einzelnen Bestandteile des Betons weisen zudem unterschiedliche Wärmedehnzahlen auf und dehnen sich dementsprechend bei Erwärmung oder Abkühlung verschieden stark. Der Verbund zwischen den einzelnen Komponenten verursacht innere Gefügespannungen im Zementstein. Die Wärmedehnung des Zementsteins erhält man durch Überlagerung der thermischen Wärmedehnung und der Dehnungen zufolge der Gefügespannungen und wird als wahre Wärmedehnung $\alpha_{T,Zement,w}$ bezeichnet.

Zementstein weist überdies noch die sogenannte scheinbare Wärmedehnung $\alpha_{T,Zement,s}$ auf. Aufgrund des Porengefüges kann dieser Wasser physikalisch binden, wodurch adsorptive und kapillare Kräfte wirken. Die genauen physikalischen Hintergründe sind jedoch noch nicht bekannt. Die scheinbare Wärmedehnung wirkt außerdem nur bei teilgesättigten Porensystemen und ist vom Alter t und dem Feuchtegehalt f abhängig. Der Wärmedehnungskoeffizient $\alpha_{T,Zement}$ von Zementstein ergibt sich schließlich aus der Summe der wahren und scheinbaren Dehnzahlen:

$$\alpha_{T,Zement}(t,f) = \alpha_{T,Zement,w} + \alpha_{T,Zement,s}(t,f) \quad (9.5)$$

Bei einem mittleren Feuchtegehalt f weist der scheinbare Wärmedehnungskoeffizient $\alpha_{T,Zement,s}$ den größten Wert $\alpha_{T,Zement,s,max}$ auf. Der Einfluss von Alter und Feuchtegehalt ist durch Formel (9.6) definiert. Die zugehörigen Koeffizienten können Tabelle 9.2 und Tabelle 9.3 auf der nächsten Seite entnommen werden.

$$\alpha_{T,Zement,s}(t,f) = a \cdot k \cdot \alpha_{T,Zement,s,max} \quad (9.6)$$

In Tabelle 9.1 sind für gebräuchliche Zemente die wahren und maximalen Wärmedehnungszahlen angegeben.

Tabelle 9.1: Ausgangswerte für die Wärmedehnung des Zementsteins [5]

Zementart	$\alpha_{T,Zement,w} [10^{-6}/K]$		$\alpha_{T,Zement,max} [10^{-6}/K]$
	Grenzwert	Mittelwert	
Portlandzement	9,0 ... 11,0	10,0	21,0 ... 23,00
Eisenportlandzement, Hochofenzement, Sulfathüttenzement	8,5 ... 10,0	9,5	20,0 ... 23,0
Traßzement	8,0 ... 9,5	9	19,5 ... 21,0
Puzzolanzemente	8,0 ... 10,0	-	16,0 ... 20,0
Tonerdezement	10,5 ... 12,5	11,5	19,0 ... 22,0

Tabelle 9.2: Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts auf die Wärmedehnzahl des Zementsteins [5]

Feuchtigkeits- gehalt f [%]	Beiwert k			
	Bis 1 Jahr		15 Jahre	
	Grenzwert	Mittelwert	Grenzwert	Mittelwert
30	0,15 ... 0,50	0,35	-	-
40	0,25 ... 0,60	0,45	0,70 ... 1,00	0,90
50	0,55 ... 0,82	0,70	0,90 ... 1,00	0,98
60	0,87 ... 0,98	0,92	0,80 ... 1,00	0,90
70	0,97 ... 1,00	0,99	0,70 ... 0,80	0,73
80	0,75 ... 0,95	0,85	0,35 ... 0,65	0,57
90	0,20 ... 0,60	0,40	0,25 ... 0,55	0,35
100	0	0	0	0

Tabelle 9.3: Einfluss des Alters auf die Wärmedehnzahl des Zementsteins [5]

Beiwert a	Erhärtungsdauer
1	0 ... 6 Monate
0,85 ... 0,70	1,5 Jahre
0,70 ... 0,50	15 Jahre

Da der Zement im Beton nur etwa 10 % des Volumens ausmacht, hat das Bindemittel relativ geringen Einfluss auf die Wärmedehnung vom Beton. Die Wärmedehnzahl von Beton wird aufgrund des Hauptbestandteils von den Gesteinskörnungen bestimmt. Tabelle 9.4 enthält für die wichtigsten Gesteinsarten ihre Rohdichte und Wärmedehnzahl $\alpha_{T,Gestein}$.

Tabelle 9.4: Wärmedehnzahlen verschiedener Gesteinskörnungen [5]

Gesteinsart	Dichte ρ_{zu}	Wärmedehnzahl $\alpha_{T,Gestein}$ [$10^{-6}/K$]	
		Grenzwert	Mittelwert
Quarzite, Kieselschiefer, Feuerstein, Kieselgur, Kieselsinter	2,60 ... 2,65	11,0 ... 12,5	11,8
Sandsteine mit kieseligem Bindemittel	2,60 ... 2,65	10,5 ... 12,0	11,8
Sonstige Sandsteine	2,00 ... 2,65	10,0 ... 12,5	11,0
Quarzsande und -kiese	2,60 ... 2,65	10,0 ... 12,5	11,0
Tonschiefer	-	9,5 ... 10,5	10,1
Glimmerschiefer, Phyllite	-	10,0 ... 11,0	10,7
Chlorit- und Talkschiefer	-	7,0 ... 8,0	7,5
Granite, Arkosen, Quarzporphyre, Liparite	2,60 ... 2,80	6,5 ... 8,5	7,4
Gneise, Granulite	2,65 ... 3,00	6,5 ... 8,5	7,4
Syenite, Feldspatporphyre, Trachyte	2,60 ... 2,80	6,5 ... 8,5	7,4
Diorite, Porphyrite, Andesite, Phonolite	2,60 ... 2,90	5,5 ... 8,0	6,5
Gabbros, Diabase, Basalte	2,80 ... 3,00	5,5 ... 8,0	6,5
Peridotite, Pikrit, Limburgit	-	5,5 ... 8,0	6,5
Reiner Kalkspat (0 bis 30 °C)	-	3,5 ... 6,0	4,5
Reiner Kalkspat (30 bis 60 °C)	-	4,0 ... 6,5	5,0
Kalkspat mit Aragonit (0 bis 30 °C)	2,65 ... 2,85	bis 11,0	-
Kalkspat mit Aragonit (30 bis 60 °C)	2,65 ... 2,85	bis 11,5	-
Kalkspat mit Beimengungen (0 bis 30 °C)	-	bis 11,0	-
Kalkspat mit Beimengungen (30 bis 60 °C)	-	bis 11,5	-
Marmore (0 bis 30 °C)	2,65 ... 2,85	4,0 ... 7,0	4,5
Marmore (30 bis 60 °C)	2,65 ... 2,85	6,0 ... 10,0	6,5
Dolomite, Magnesite	2,65 ... 2,85	7,0 ... 10,0	8,5

Näherungsweise kann die Wärmedehnzahl α_T des Betons mithilfe folgender Formel berechnet werden:

$$\alpha_T = \alpha_{T,Gestein} + (\alpha_{T,Zement} - \alpha_{T,Gestein}) \cdot (V_{Zement})^n \tag{9.7}$$

Der Koeffizient n in Formel (9.7) kann als Näherung mit Wert 1,5 angesetzt werden.

Tabelle 9.5 enthält für unterschiedliche Betonzusammensetzungen Richtwerte für den Wärmedehnkoeffizienten. Variiert wurden die Art der Gesteinskörnungen, der Feuchtezustand des Betons und der Zementgehalt.

Tabelle 9.5: Richtwerte für Wärmedehnzahlen unterschiedlicher Betonzusammensetzungen [5]

Gesteinskörnung	Feuchtezustand bei Prüfung	Wärmedehnzahl α_T [$10^{-6}/K$] von Beton mit einem Zementgehalt [kg/m^3] von				
		200	300	400	500	600
Quarzgestein	wassergesättigt	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6
	lufttrocken	12,7	13,0	13,4	13,8	14,2
Quarzsand und -kies	wassergesättigt	11,1	11,1	11,2	11,2	11,3
	lufttrocken	12,2	12,6	13,0	13,4	13,9
Granit, Gneis, Liparit	wassergesättigt	7,9	8,1	8,3	8,5	8,8
	lufttrocken	9,1	9,7	10,2	10,9	11,8
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	wassergesättigt	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0
	lufttrocken	8,5	9,1	9,6	10,4	11,1
Dichter Kalkstein	wassergesättigt	5,4	5,7	6,0	6,3	6,8
	lufttrocken	6,6	7,2	7,9	8,7	9,8

Aus der Tabelle geht hervor, dass höherfeste Betone aufgrund des höheren Zementgehalts eine größere Dehnung zufolge Wärmeeinwirkung aufweisen. Außerdem zeigt sich, dass Betone mit Kalkstein als Gesteinskörnung eine Wärmedehnzahl von nur rund $6 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ haben. Betone mit Quarzgestein weisen dagegen ein α_T von näherungsweise $12 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ auf. Der Unterschied der Wärmedehnung beträgt für diese Betone also 100 %.

Das Wärmedehnungsverhalten eines Stahlbeton-Tragwerkes kann demnach durch die Wahl und Vorgabe einer bestimmten Gesteinskörnung gezielt reduziert werden.

9.1.3 Elastizitätsmodul des Betons

Quellen: Dahms [3]; Manns [43]

Schnittkräfte infolge eingepprägter Dehnungen sind aufgrund der Dehnsteifigkeit des Bauteils direkt vom Elastizitätsmodul E abhängig. Der Elastizitätsmodul von Beton wird durch folgende Eingangsgrößen beeinflusst:

- Art der verwendeten Gesteinskörnung
- Kornform
- Festigkeit und Menge des Zementsteins
- Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein
- Alter des Betons
- Feuchtigkeitsgehalt des Betons

Tabelle 9.6 enthält Elastizitätsmoduli von Zementstein zweier unterschiedlicher Zementarten in Abhängigkeit vom Wasserzementwert (gewichtsmäßiges Verhältnis von Wassermenge zu Zementmenge). Frühfeste Zemente (CEM 32,5 R) weisen gegenüber normalfesten Zementen um 10 bis 20 % höhere Steifigkeiten auf. Der Elastizitätsmodul von Zementstein liegt als Richtwert zwischen 8.500 und 18.500 N/mm².

Tabelle 9.6: Elastizitätsmoduli von wassergesättigtem Zementstein [43]

Zementart	Elastizitätsmodul E_{Zement} [N/mm ²] in Abhängigkeit vom Wasserzementwert		
	0,40	0,50	0,60
CEM I 32,5 N	16.000	11.500	8.500
CEM II 32,5 R	18.500	14.000	11.000

Tabelle 9.7: Elastizitätsmoduli unterschiedlicher Gesteinsarten [3]

Gesteinsart	Elastizitätsmodul E_{Gestein} [N/mm ²]
Basalt, Dolerit	55.000 ... 115.000
Diorit, Gabbro	50.000 ... 100.000
Granit, Syenit	40.000 ... 75.000
Hochofenschlacke	10.000 ... 35.000
Dichte Kalke, Dolomite	20.000 ... 85.000
Quarzite, Grauwacke	60.000 ... 75.000
Quarzporphyr	25.000 ... 65.000
Quarzitischer Sandstein	10.000 ... 45.000
Sonstige Quarzsandsteine	2.000 ... 15.000

Aufgrund des großen Volumenanteiles der Gesteinskörnungen am Beton wird der Elastizitätsmodul des Betons ebenso wie bei der Wärmedehnzahl von der Gesteinsart entscheidend bestimmt. Tabelle 9.7 zeigt die Größenordnung der Elastizitätsmoduli unterschiedlicher Gesteinsarten.

Der E-Modul von Beton E_{Beton} kann gemäß Formel (9.8) und dem Beiwert aus Tabelle 9.8 wie folgt bestimmt werden.

$$E_{\text{Beton}} = \alpha_E \cdot E_{\text{Zement}} \tag{9.8}$$

Durch die Wahl einer bestimmten Gesteinsart kann also auch der Elastizitätsmodul des Betons gezielt reduziert und Zwangskräfte infolge Temperatureinwirkung dadurch vermindert werden.

Tabelle 9.8: Beiwert zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Beton [43]

Verhältnis $E_{\text{Gestein}}/E_{\text{Zement}}$	Beiwert α_E
2	1,4
3	1,7
4	2,0
6	2,6
8	3,1
10	3,6
12	4,0

9.1.4 Schwindverhalten des Betons

Quellen: Jacobs et al. [31]; Verein Deutscher Zementwerke [76]

Schwinden des Betons führt zu einer Dehnung der Betonbauteile in Form einer Verkürzung. Durch die Betonzusammensetzung kann das Endschwindmaß ebenso wie das thermische Dehnverhalten beeinflusst werden.

Durch die Verwendung größerer Gesteinskörnungen (Größtkorn 32 mm statt 16 mm) kann die Dehnung infolge Schwinden um 10 % bis 15 % reduziert werden. Abbildung 9.2 zeigt Messergebnisse einer Untersuchung über das Schwindverhalten unterschiedlicher Betonzusammensetzungen.

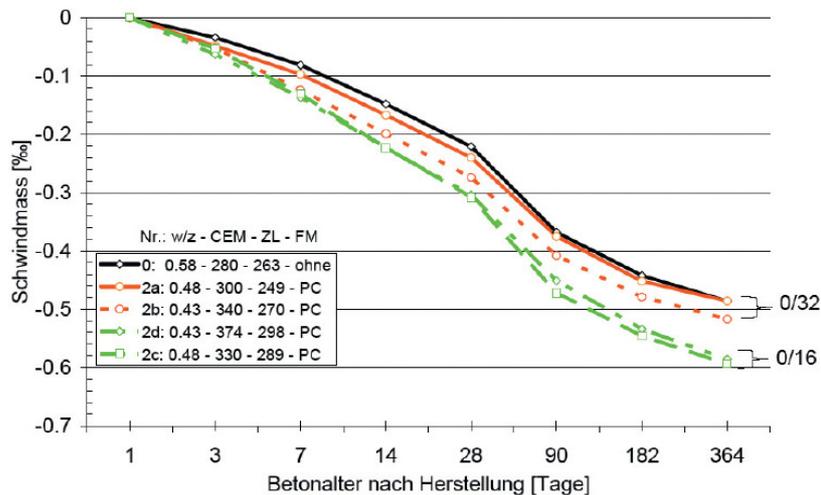


Abbildung 9.2: Einfluss der Gesteinskörnung auf die Schwinddehnung [31]

In den 80er Jahren wurden in Japan außerdem schwindreduzierende Zusatzmittel (Englisch „Shrinkage Reducing Admixtures“, Abkürzung „SRA“) entwickelt. In Europa werden diese derzeit noch nicht verwendet, da keine bauaufsichtliche Zulassung vorliegt. Die genaue Wirkungsweise von SRA und die Auswirkungen auf die Porenstruktur, die Materialkennwerte und das

Langzeitverhalten konnten bisher noch nicht zur Gänze beantwortet werden. Erste Messergebnisse zeigen aber, dass durch die Anwendung von SRA das Endschwindmaß von normalfestem Beton um bis zu 50 % reduziert werden kann.

9.1.5 Anwendung von Sonderbetonen

9.1.5.1 Konstruktionsleichtbetone

Quellen: Faust [16]; Fingerloos [17]; Müller [46]; Österreichisches Normungsinstitut [51], [55] und [56]

Gemäß ÖNORM EN 206-1 [56] werden Betone mit einer Rohdichte von mehr als 800 kg/m^3 und weniger als 2000 kg/m^3 als Leichtbetone bezeichnet. Die Verminderung der Rohdichte kann durch die Verwendung poröser, leichter Gesteinskörnungen oder durch Porosierung der Zementsteinmatrix bewerkstelligt werden. Abbildung 9.3 zeigt die Bandbreite der verfügbaren Konstruktionsleichtbetone. Leichtbetone werden ab der Festigkeitsklasse LC50/55 als hochfeste Leichtbetone (Englisch: „High Strength Lightweight Aggregate Concrete“, Abkürzung „HSLWAC“) bezeichnet (siehe strichlierte Linie im Diagramm).

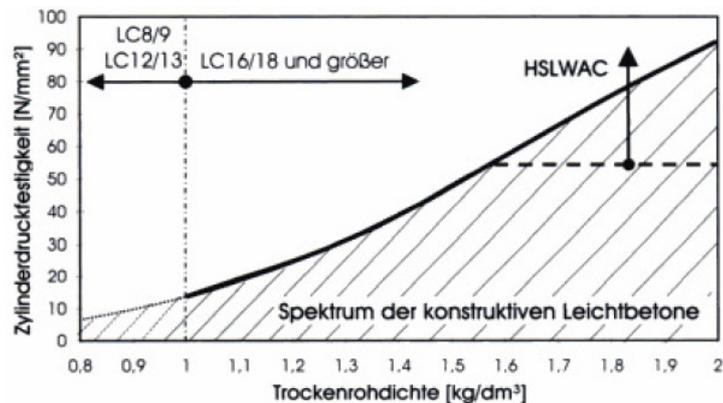


Abbildung 9.3: Spektrum der konstruktiven Leichtbetone [16]

Normalbeton hat den Nachteil eines hohen spezifischen Gewichtes von etwa 2350 kg/m^3 bis 2400 kg/m^3 , wodurch aufgrund der ständigen Lasten entsprechend große Querschnitte notwendig sind. Die Querschnittsfläche A geht gemäß Formel (9.4) jedoch direkt in die Berechnung der resultierenden Normalkräfte infolge Zwangseinwirkung ein.

Die Festbetoneigenschaften von Leichtbetonen unterscheiden sich in einigen Punkten vom Verhalten normalschwerer Betone. Bei Normalbeton erfolgt die Abtragung von Druckkräften in der Regel über die steifere Gesteinskörnung. Aufgrund der deutlich geringeren Steifigkeit der Zuschläge in Leichtbetonen werden Lasten fast ausschließlich über die Zementsteinmatrix abgetragen, weshalb diese Betone auch ein spröderes Bruchverhalten aufweisen. Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [55] hängt der Elastizitätsmodul von Leichtbeton von der Trockenrohddichte

des Betons ab. Der E-Modul ist aber aufgrund der leichteren Zuschläge gegenüber Normalbeton kleiner, wodurch die Größe von Zwangsspannungen reduziert wird.

Weiters unterscheiden sich normale und leichte Betone in ihrem jeweiligen Trocknungs- und Schwindverhalten voneinander. Abbildung 9.4 zeigt das hygrische Verformungsverhalten zweier Leichtbetone (normalfester Leichtbeton der Klasse LC20/22 und hochfester Leichtbeton der Klasse LC70/77) im Vergleich zu einem herkömmlichen Beton (Festigkeitsklasse C20/25). Die Quellverformungen sind beim jungen Konstruktionsleichtbeton deutlich ausgeprägter und die Trocknung muss weit fortgeschrittener sein, damit das Quellen durch Schwinden abgebaut wird. Ursache für die ausgeprägten Quelldehnungen sind die leichten und porösen Gesteinskörnungen. Es erfolgt dadurch gegenüber den Gesteinskörnungen von Normalbeton auch ein Feuchtigkeitstransport über das Porensystem der leichten Zuschläge. Um Risse in Konstruktionsleichtbetonen zufolge Austrocknen so gut wie möglich zu vermeiden, muss daher einerseits bei der Herstellung darauf geachtet werden, dass die Kernfeuchte des Leichtzuschlages so gering wie möglich ist und andererseits die Nachbehandlungsfrist deutlich verlängert wird.

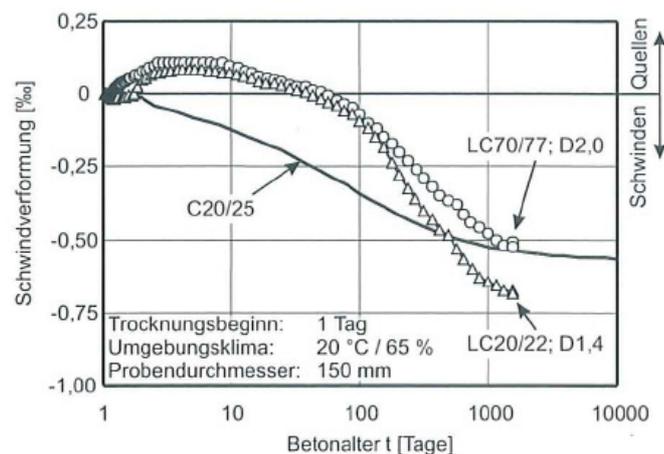


Abbildung 9.4: Schwindverformung eines LC20/22 und LC70/77 im Vergleich zu einem herkömmlichen C20/25 [46]

Der wesentliche Vorteil von Konstruktionsleichtbetonen liegt in der Kombination eines verhältnismäßig geringen Eigengewichts mit dennoch hohen zulässigen Druckfestigkeiten. Aufgrund der geringeren Rohdichte weist leichter Beton auch bessere Wärmedämmeigenschaften auf. ÖNORM EN 1992-1-1 [55] gibt für den Wärmedehnkoeffizienten α_T eine Schwankungsbreite von $4 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ bis $14 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ an, wobei für Bemessungszwecke die Wärmedehnzahl mit $8 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ angenommen werden darf. Dies bedeutet gegenüber Normalbetonen 20 % geringere Zwangsdehnungen infolge Temperatureinwirkungen.

Konstruktionsleichtbetone weisen daher gemäß Norm sowohl einen geringen Wärmedehnkoeffizienten als auch einen kleinen Elastizitätsmodul auf. Unter Umständen können aufgrund des geringeren Eigengewichtes auch die Querschnittsabmessungen gegenüber

normal schwerem Betonen reduziert werden. Durch die Verwendung von Leichtbetonen kann daher die Höhe resultierender Zwangskräfte maßgebend beeinflusst werden.

9.1.5.2 Hochfeste und ultrahochfeste Betone

Quellen: König et al. [36]; Müller [46]; Österreichisches Normungsinstitut [51] und [56]; Taferner [75]

Hochfeste Betone werden auch als Hochleistungsbetone bezeichnet und sind nach ÖNORM EN 206-1 [56] Betone mit einer Festigkeitsklasse über C50/60 im Fall von Normalbeton und einer Festigkeitsklasse über LC50/55 im Fall von Leichtbeton. Betone mit Druckfestigkeiten über 100 N/mm^2 (Festigkeitsklasse C100/115) sind in ÖNORM EN 206-1 [56] nicht mehr normativ geregelt und werden als ultrahochfeste Betone (Abkürzung UHFB, Englisch: „Ultra High Performace Concrete“ beziehungsweise „UHPC“) bezeichnet.

Beton ist ein Gemisch aus Wasser, Zement, Gesteinskörnungen und Zusatzmitteln (Betonverflüssiger, Fließmitteln, etc.) und ist damit ein Mehrkomponentenwerkstoff. Die schwächste Komponente ist bei normalfestem Beton im Allgemeinen die Kontaktzone zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung. Während dem Abbindprozess sammeln sich dort größere Poren und für die Hydratation nicht notwendiges und damit überschüssiges Wasser an. Der sogenannte Wasser-Bindemittel-Wert (Abkürzung w/b-Wert) ist das gewichtsmäßige Verhältnis von Wassermenge zu Bindemittelmenge. Dieser Wert hat auf das Überschusswasser maßgebenden Einfluss. Mit zunehmenden w/b-Wert nimmt nämlich sowohl das Porenvolumen als auch der mittlere Porendurchmesser zu, wodurch die Druckfestigkeit stark abnimmt. Für normalfeste Betone werden heutzutage Wasser-Bindemittel-Werte zwischen 0,45 und 0,55 angesetzt. Wird der w/b-Wert auf 0,15 reduziert, sind jedoch Betonfestigkeiten weit über 200 N/mm^2 möglich. Eine derart geringe Wassermenge führt dazu, dass der Zement nicht mehr vollständig hydratisieren kann, da der Zement zur vollständigen Hydratation 40 % seines eigenen Gewichtes als Wasser benötigt. Betone mit derart geringen w/b-Werten sind nur durch die Zugabe von puzzolanischen (chemisch reaktiven) Zusatzstoffen und Hochleistungsverflüssigern herstellbar. Die Zusatzstoffe sind dabei rund hundertmal feiner als die Zementkörner, wodurch sie einerseits das Füllen von Poren im Zementstein bewirken. Andererseits wird durch zusätzliche Hydratationsphasen an der Kontaktfläche zwischen Zementstein und Gesteinskörnungen die Verbundwirkung erhöht. Als Zusatzstoffe kommen Silikastaub, Steinkohlenflugasche oder Metakaolin zum Einsatz. Abbildung 9.5 zeigt die Wirkung von Zusatzstoffen auf mikrostruktureller Ebene.

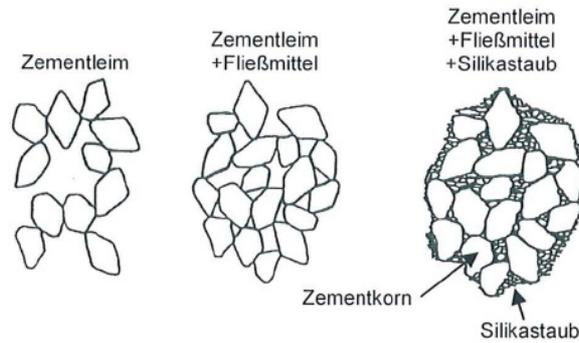


Abbildung 9.5: Qualitative Darstellung der Füllerwirkung des Silikastaubs [36]

Übliche Bindemittelgehalte von Hochleistungsbetonen liegen zwischen 400 kg/m^3 und 500 kg/m^3 . Aufgrund guter Erfahrungen werden für hochfeste Betone überwiegend Zemente der Klasse CEM I 42,5 R und für ultrahochfeste Betone die Zementklasse CEM I 52,5 R verwendet. Die hohe Zementmenge und hohe Zementgüte gehen jedoch auch mit einer deutlich höheren Wärmerwicklung während der Hydratation einher. Der Unterschied zwischen einem Beton der Güte C 35/45 und C 80/95 liegt bei rund 25 %. Abbildung 9.6 zeigt den qualitativen Unterschied im Verlauf der Wärmeentwicklung von normalfesten und hochfesten Betonen.

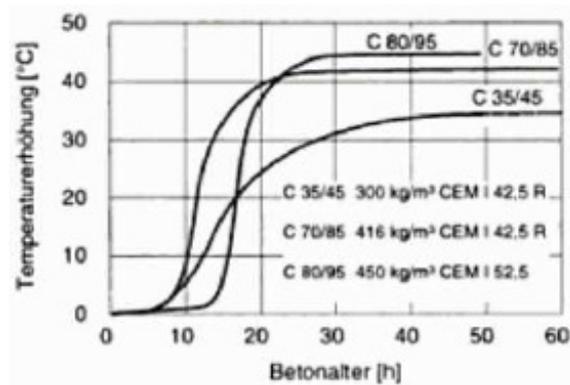


Abbildung 9.6: Qualitativer Verlauf der Wärmeentwicklung bei normalfesten und hochfesten Beton [36]

Das autogene beziehungsweise chemische Schwinden ist bei hochfesten Betonen gegenüber normalfesten deutlich ausgeprägter. Das Trocknungsschwinden nimmt hingegen ab. Der Anteil des chemischen Schwindens an der Gesamtschwinddehnung beträgt bei Hochleistungsbetonen rund 60 %. Die Ursache liegt in der drastisch reduzierten Wassermenge. Die folgende Abbildung 9.7 zeigt die Ergebnisse einer Untersuchung über den Einfluss unterschiedlicher Zementgehalte und Wasser-Bindemittel-Werte auf die chemische Schwinddehnung.

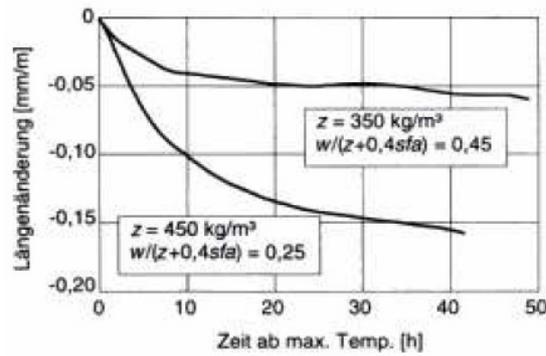


Abbildung 9.7: Chemisches Schwinden bei unterschiedlichen w/b-Werten [36]

Mit steigender Betongüte nimmt die Homogenität des Gefüges zu, wodurch der nichtlineare Bereich im Spannungs-Dehnungs-Diagramm abnimmt. Je niedriger die Betongüte, desto größer ist die Anzahl der Mikrorisse im Zementstein. Beton der Güte C 30/37 weist beispielsweise bereits etwa bei 40 % der Druckfestigkeit einen nichtlinearen Verlauf im Spannungs-Dehnungs-Diagramm auf. Bei einem Beton der Güte C 70/85 tritt dieser jedoch erst ab einer Druckfestigkeit von rund 80 % auf. Abbildung 9.8 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Betonen in Abhängigkeit von der Festigkeit.

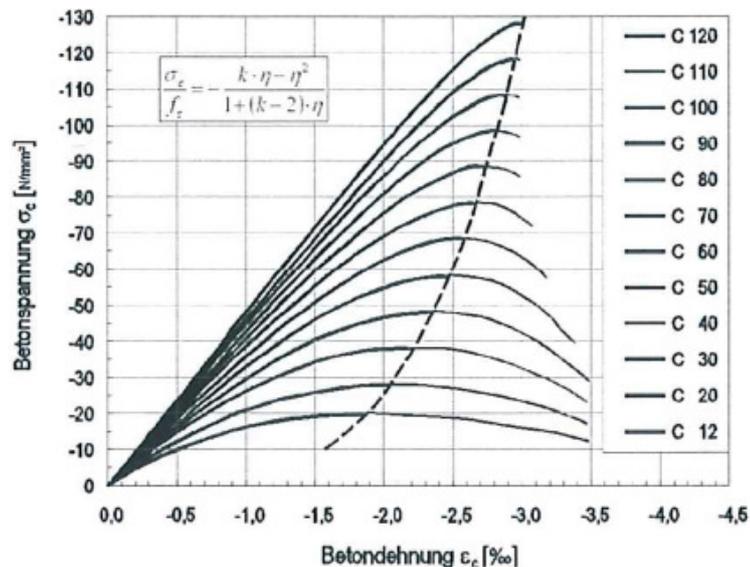


Abbildung 9.8: Spannungs-Dehnungs-Beziehung unterschiedlicher Betonfestigkeiten [36]

Außerdem geht aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm hervor, dass mit zunehmender Druckfestigkeit einerseits der Elastizitätsmodul ebenfalls größer wird und andererseits der Beton ein immer spröderes Bruchverhalten aufweist.

Wie Taferner [75] gezeigt hat, sind Tragwerke aus Hochleistungsbetonen im Vergleich zu normalfesten Betonen zwangsunempfindlicher. Bei gleichem Ausnutzungsgrad kann nämlich aufgrund der höheren Materialfestigkeit die Querschnittsfläche verringert werden. Der Elastizitätsmodul steigt zwar mit der Betongüte, jedoch nicht in dem Ausmaß wie die Fläche des

Betonquerschnitts reduziert werden kann. Dadurch kann insgesamt die Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ des Querschnitts verkleinert werden, wodurch die resultierenden Zwangskräfte abnehmen. Deshalb bieten sich hochfeste Betone als Baustoff integraler Tragwerke an.

9.1.6 Einfluss der Querschnittssteifigkeit und -geometrie am Beispiel eines Balkens

Quellen: Meskouris et al. [44]; Pötzl et al. [57]

Die Bauteilform orientiert sich in der Regel an der Beanspruchung durch direkte Lasten (Eigengewicht, Ausbaulasten, Nutzlasten, etc.). Deshalb wird zum Beispiel der Querschnitt von Durchlaufträgern vielfach entsprechend dem Momentenverlauf infolge ständiger Lasten angepasst. Das führt dazu, dass im Bereich von Auflagern entsprechend große Querschnittsabmessungen mit hoher Steifigkeit ausgeführt werden, was für Zwangseinwirkungen jedoch ungünstig sein kann.

Indirekte Einwirkungen verursachen bei integralen Tragwerken Zwangsverschiebungen und -verdrehungen. Für die Bemessung ergeben sich bei Zwangseinwirkungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) unterschiedliche Ansätze. Bei Betrachtung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit sind nämlich eher große und auf kleine Bauteilbereiche konzentrierte Krümmungen in der Biegelinie von Vorteil, um Zwangsschnittgrößen durch Rissbildung im Betonquerschnitt möglichst rasch abzubauen. Beim Nachweis der Tragfähigkeit ist in der Regel die Einhaltung der zulässigen Randdruckspannungen maßgebend. Für den Nachweis der Einhaltung der Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist die Verteilung der Krümmung auf einen möglichst großen Bereich hingegen besser, damit nicht auf einem kleinen Bauteilbereich große Rissbreiten auftreten. Abbildung 9.9 zeigt die unterschiedlichen Ansätze für den Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

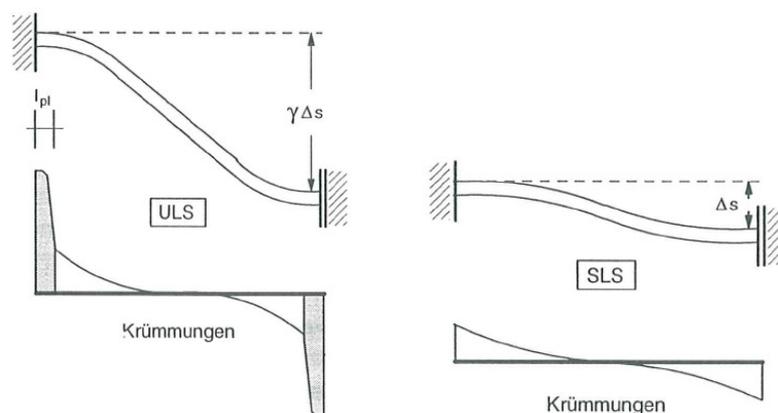


Abbildung 9.9: Unterschiedliche Ansätze für die Querschnittsoptimierung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) [57]

Im Folgenden wird anhand eines Rahmens der Einfluss der Biege- und Dehnsteifigkeit des Riegels auf die resultierenden Zwangsschnittgrößen (Einspannmoment und Normalkraft) erläutert. Anschließend wird der Einfluss der Querschnittsgeometrie diskutiert.

In Abbildung 9.10 sind der Rahmen und die Einwirkungen dargestellt. Auf das System wirken einerseits die Stützensenkung Δs des rechten Stieles (siehe oberer Rahmen) und andererseits die aufgezwängten Längsverschiebungen Δw_1 und Δw_2 (siehe untere Rahmen).

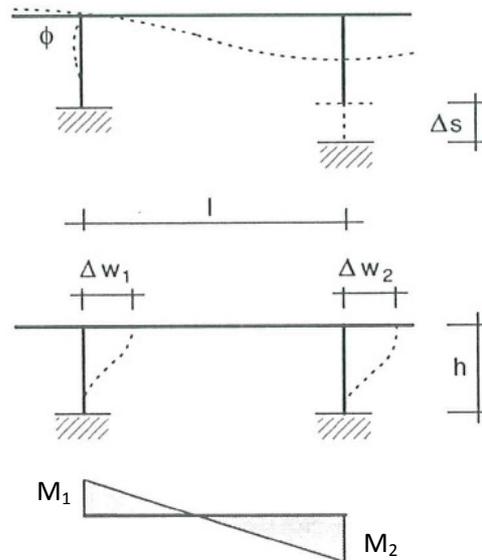


Abbildung 9.10: Rahmen und Zwangseinwirkungen [57]

Die Momentenverläufe zufolge Stützensenkung und eingepprägter Verschiebung sind in Riegel und Stiel des Rahmens linear und weisen bei den Knoten ihre Größtwerte auf (siehe Abbildung 9.10 unten). Das Moment kann mithilfe des Arbeitssatzes nach Gleichung (9.9) bestimmt werden.

$$M = \frac{\delta_{1c} \cdot (\delta_{11} + \delta_{12})}{\delta_{11}^2 - \delta_{12}^2} \tag{9.9}$$

$$\delta_{12} = \int \frac{M_1 \cdot M_2}{E \cdot I} dx$$

$$\delta_{1c} = \frac{\Delta s}{l} \quad \dots \text{Krümmung aus eingepprägter Stützensenkung}$$

$$\delta_{1c} = \phi \quad \dots \text{Krümmung aus Knotenverdrehung}$$

$$\delta_{1c} = \frac{\Delta w}{h} \quad \dots \text{Krümmung aus eingepprägter Längsverschiebung des Überbaus}$$

Abbildung 9.11 zeigt links den Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Einspannmomente im Riegel. In den gerissenen Bereichen des Querschnitts wurde pauschal ein Abfall der Steifigkeit um 90 % angenommen. Für das Steifigkeitsverhältnis ungerissener zu gerissenem Querschnitt (Zustand I zu

Zustand II) gilt demnach $(E \cdot I)/(E \cdot I_0) = 0,10$. Auf der horizontalen Achse wurde die auf die Gesamtlänge bezogene Länge des gerissenen Querschnitts im Bereich der Einspannung des Riegels in die Stiele dargestellt. Die bezogene Länge des gerissenen Feldquerschnitts wurde dabei variiert. Wie anhand des linearen Zwangsmomentes zu erwarten war, hat der Steifigkeitsabfall im Feld im Gegensatz zum Abfall der Steifigkeit im Bereich der Einspannung kaum eine Auswirkung auf die Einspannmomente.

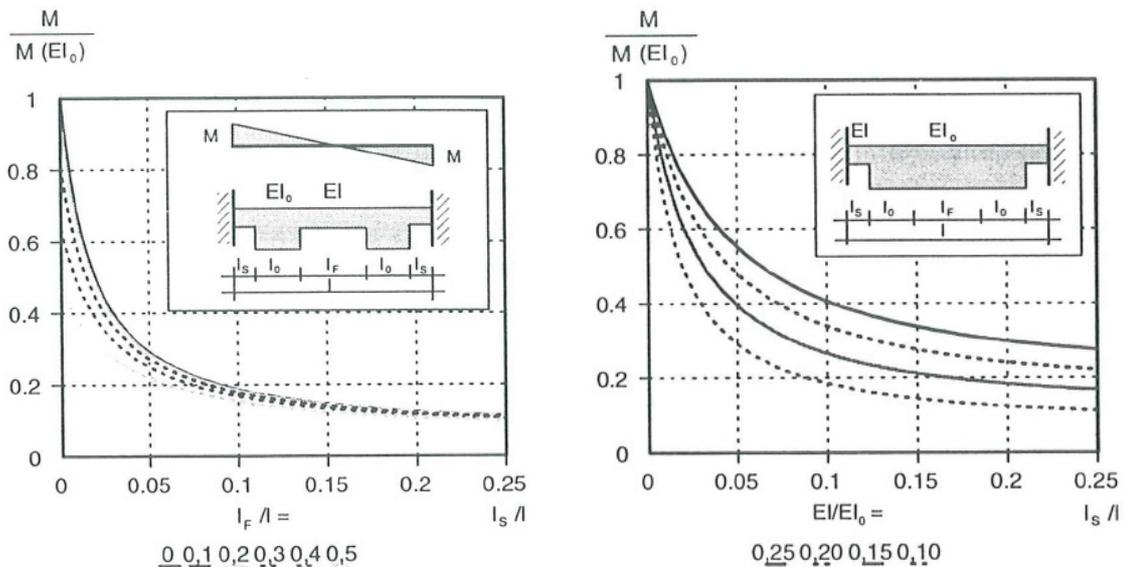


Abbildung 9.11: links Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Einspannmomente, rechts Einfluss des Steifigkeitsabfalls auf die Einspannmomente [57]

Im rechten Diagramm von Abbildung 9.11 ist der Einfluss des Steifigkeitsabfalls auf der Höhe der Einspannmomente dargestellt, wobei in diesem Fall ein möglicher Übergang des Querschnitts im Feld in den Zustand II aufgrund der vorhergehenden Erkenntnisse unberücksichtigt bleibt. Auf der Abszisse kann die bezogene Länge des Steifigkeitsabfalls abgelesen werden. Aus dem Diagramm geht hervor, dass der Einfluss des Abfalls der Biegesteifigkeit auf die Einspannmomente ab einer Länge $l_s \approx 0,15 \cdot l$ stark abnimmt.

Die Querschnittsfläche hat direkten Einfluss auf die resultierenden Zwangsschnittgrößen. In Abbildung 9.12 ist der Einfluss des Dehnsteifigkeitsabfalls auf die Zwangsnormalkräfte dargestellt. Auf der vertikalen Achse ist die auf den ungerissenen Querschnitt bezogene Schnittgröße zu sehen. Gegenüber dem Einspannmoment ist es für den Normalkraftabfall aber unerheblich, wo der Riegelquerschnitt reißt.

Anhand dieser drei Untersuchungen kann festgehalten werden, dass die Beanspruchung infolge Zwangseinwirkungen durch abschnittsweise reduzierte Biege- und Dehnsteifigkeiten sinnvoll vermindert werden kann, wobei Steifigkeitsabminderungen auf größeren Bereichen zu empfehlen sind.

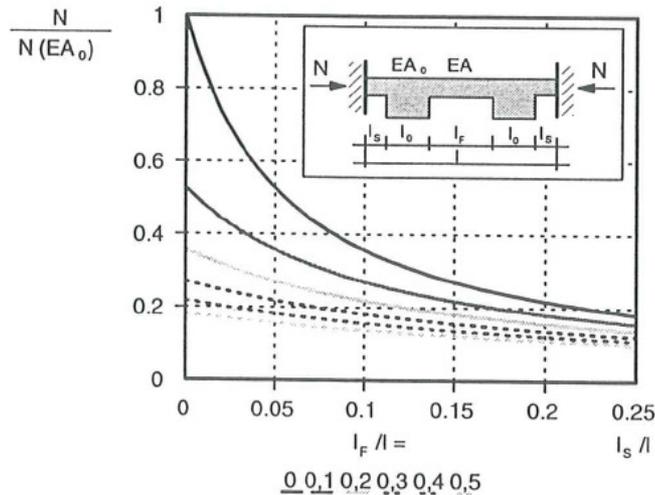


Abbildung 9.12: Einfluss der Dehnsteifigkeit auf den zentrischen Zwang [57]

In Abbildung 9.13 wird der Einfluss der Geometrie des Riegels bei der Einspannung zufolge einer Zwangsverdrehung φ (siehe linkes oberes Bild) erläutert. Hierfür wurde im Diagramm die Länge a der Voute variiert. Es ist jedoch nicht sinnvoll, die Biegemomente zur Bewertung heranzuziehen. Deshalb werden die Randspannungen bewertet, da der Querschnittswiderstand schneller zunimmt als die Steifigkeit des Querschnitts. Das Einspannmoment infolge Zwangsverdrehung φ kann mithilfe des Drehwinkelverfahrens nach Formel (9.10) und die Randspannung nach Gleichung (9.11) berechnet werden:

$$M_{ij} = \frac{E \cdot I}{l} \cdot (4 \cdot \varphi_i + 2 \cdot \varphi_j) \rightarrow M = \frac{E \cdot I}{l} \cdot 6 \cdot \varphi \tag{9.10}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3 \cdot \varphi \cdot E \cdot h}{l} \tag{9.11}$$

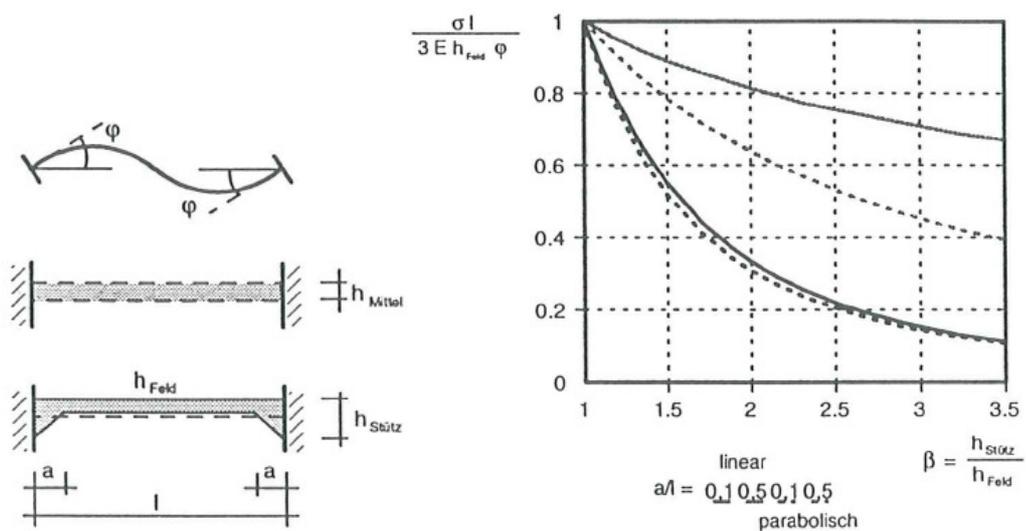


Abbildung 9.13: Randspannungen an der Einspannung infolge Zwang [57]

Auf der horizontalen Achse im Diagramm von Abbildung 9.13 wurde über das Verhältnis $\beta = h_{\text{Stütz}}/h_{\text{Feld}}$ die Höhe der Voute variiert, wobei das Querschnittsvolumen jeweils gleich groß war. Bei Erhöhung des Querschnitts an der Einspannstelle wurde gleichzeitig die Querschnittshöhe im Feld in dem Ausmaß reduziert, sodass die Kubatur gleich blieb.

Ist die Länge der Voute aufgrund der lichten Höhe unterhalb des Riegels eingeschränkt, empfiehlt es sich für kurze Bauteilauflagen ($a \approx 0,1 \cdot l$) die Querschnittserhöhung parabolisch auszuführen. Wenn der Querschnitt bis zur Trägermitte gevoutet werden kann ($a \approx 0,5 \cdot l$), ist der Einfluss der Art der Aufweitung (parabolisch oder linear), nicht mehr groß. Zusammenfassend geht aus der Gegenüberstellung hervor, dass die Randspannungen bereits durch eine Voutung mit der eineinhalbfachen Querschnittshöhe aus dem Feld ($\beta = 1,5$) deutlich reduziert werden können.

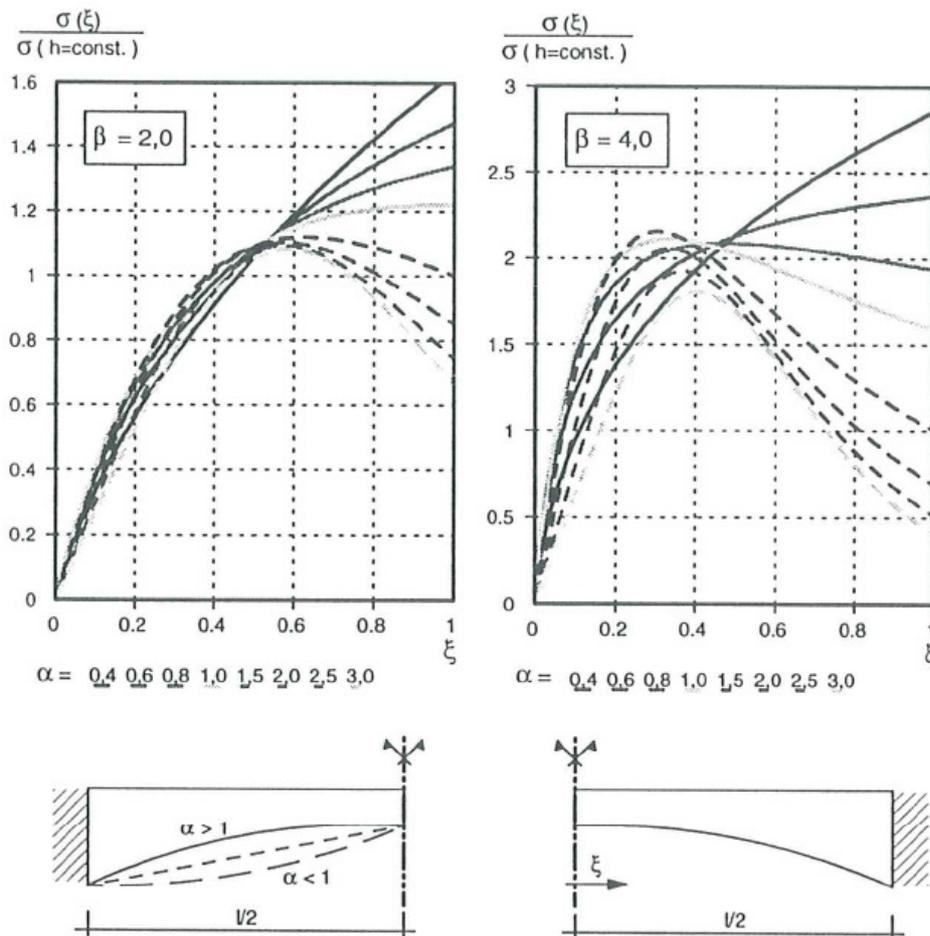


Abbildung 9.14: Verlauf der Randspannungen über die Bauteillänge [57]

Für die Rissweiten ist wichtig, den Querschnitt über die gesamte Riege­länge möglichst gleichmäßig auszunutzen. Die Verlagerung von Spannungsspitzen von der Einspannung in den Feldbereich ist deshalb sinnvoll. Abbildung 9.14 zeigt für die Höhenverhältnisse $\beta = h_{\text{Stütz}}/h_{\text{Feld}} = 2,0$ und $\beta = 4,0$ die Variation der Voutenform, wobei im Gegensatz zu vorher

die Querschnittshöhe im Feld nicht verändert wurde. Der Verlauf der Voute ist durch Formel (9.12) und die Parameter α (Formparameter), β (Verhältnis der Höhen) und ξ (Laufparameter) definiert.

$$h(x) = h_{\text{Feld}} \cdot (1 + \xi^\alpha \cdot (\beta - 1)) \quad (9.12)$$

Für den Fall, dass der Querschnitt bei der Einspannung doppelt so groß wie im Feld ($\beta = 2,0$) ist, nehmen die Randspannungen für konvexe Bauteilformen ($\alpha < 1$) mit zunehmendem Abstand von der Einspannung rasch ab. Durch konkave Vouten ($\alpha > 1$) können Spannungsspitzen hingegen in den Feldbereich verlagert werden, wodurch für die Rissbildung des Querschnitts ein weit größerer Bereich des Riegels einbezogen werden kann.

Abschließend stellt Abbildung 9.15 den „optimalen“ Zusammenhang zwischen den Parametern α und β dar.

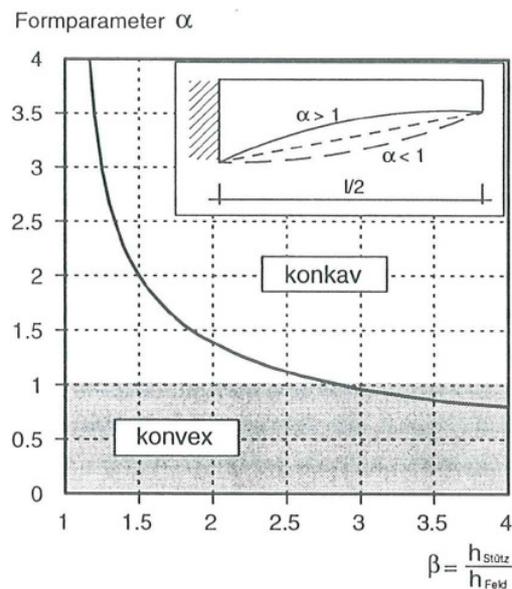


Abbildung 9.15: Optimaler Formparameter α für Rechteckquerschnitt [57]

Diese Beziehungen können näherungsweise auch auf die Stiele des Rahmens übertragen werden, da die Momentenverläufe zufolge Zwangseinwirkung annähernd affin zueinander sind.

Der konkrete Einfluss der vorhandenen Bewehrung blieb bisher unberücksichtigt, da dies in jedem einzelnen Fall für sich bewertet werden muss. Beispielsweise geht in der Regel ein übermäßiger Bewehrungsgrad mit einer besseren Verteilung der Risse einher, führt jedoch auch zu einer zusätzlichen Versteifung, wodurch die Formänderung behindert werden kann. Für diesen äußerst komplexen Einfluss der Bewehrungsverteilung auf die Rissverteilung kann deshalb keine globale Aussage getroffen werden.

9.1.7 Einfluss der Fundierungsart auf integrale Tragwerke

Quellen: Kempfert [35]; Pötzl et al. [57]; Smoltczyk et al. [69]; Strobl [72]

Infolge der Bauwerk-Boden-Interaktion wirkt das Tragwerk mit dem Baugrund gemeinsam. Bei integralen Bauwerken treffen jedoch zwei unterschiedliche Aspekte für die Ausführung einer Gründung aufeinander. Generell sind immer möglichst verformungsarme Fundierungen gewünscht. Dies widerspricht jedoch dem Gedanken, Zwangsschnittkräfte durch reduzierte Dehn- und Biegesteifigkeiten von Beginn an möglichst zu minimieren. Für die Ermittlung wirklichkeitsnaher Schnittgrößen ist es daher unerlässlich, im statischen Modell den Baugrund in geeigneter Form abzubilden. Im Folgenden werden wichtige Aspekte und Besonderheiten bei Flach- und Tieffundierungen für monolithische Bauwerke zusammengefasst.

Die Interaktion der Gründung mit dem Baugrund kann durch Wegfedern mit der Ersatzfedersteifigkeit c_N und/oder Drehfedern mit der Ersatzfedersteifigkeit c_M ausgedrückt werden. Abbildung 9.16 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Verschiebungsanteil der Gründung an der gesamten Horizontalverschiebung $\sum w$ an der Oberkante der angeschlossenen Stütze und dem Steifigkeitsverhältnis der Biegesteifigkeit $E \cdot I$ der Stütze zur Steifigkeit der jeweiligen Ersatzfeder. Für realistische Werte der Biege- und Federsteifigkeiten macht der Anteil der Fundierung an der Verschiebung einen großen Teil aus, weshalb es notwendig ist, den Baugrund im statischen Modell bestmöglich abzubilden.

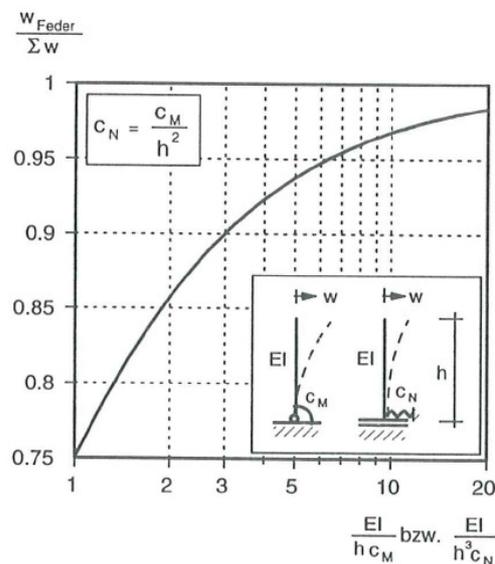


Abbildung 9.16: Verschiebungsanteil der Gründung an der Gesamtverschiebung [57]

Flachgründungen tragen Vertikalkräfte und Momente ausschließlich über Normalkräfte durch Pressung in der Sohlfuge in den Baugrund ab. Unter der Annahme eines starren Verbundes zwischen der Fundierung und dem Baugrund treten nur Verschiebungen aus der Verdrehung des Stützenfußes auf. Für die näherungsweise Ermittlung der Ersatzdrehfedersteifigkeit gibt es verschiedene Ansätze (siehe Gleichung (9.13) und (9.14)). Hintergründe für die unterschiedlichen

Federansätze sind in „Berechnung von Flächengründungen, Band 1“ [33], „Berechnung von Flächengründungen, Band 2“ [34] und „Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund“ [68] ausgeführt.

$$c_M = \frac{B \cdot L^2}{E_S \cdot FS'} \quad \dots \text{ Federansatz gemäß Sherif und König} \quad (9.13)$$

$$c_M = \frac{A^3 \cdot E_S}{4 \cdot f_{S,A}} \quad \dots \text{ Federansatz gemäß Kany} \quad (9.14)$$

B ... Fundamentbreite

L ... Fundamentlänge

A ... Fundamentfläche

E_S ... Steifemodul

FS' ... Beiwert nach Sherif und König

$f_{S,A}$... Beiwert nach Kany

Tiefgründungen werden generell ausgeführt, wenn der vorhandene Baugrund nicht tragfähig genug ist, um Auflasten durch Pressung abtragen zu können. Das aufgehende Mauerwerk, egal ob Stütze oder Wand, wird durch mehrere nebeneinander angeordnete Pfähle oder eine durchgehende Schlitzwand in den Baugrund verlängert. Dadurch sind bei tiefen Fundierungen neben Verdrehungen auch horizontale Verschiebungen möglich (siehe Abbildung 9.17). Aufgrund dieser deutlich höheren Nachgiebigkeit sind bei integralen Tragwerken Tiefgründungen vorzuziehen.

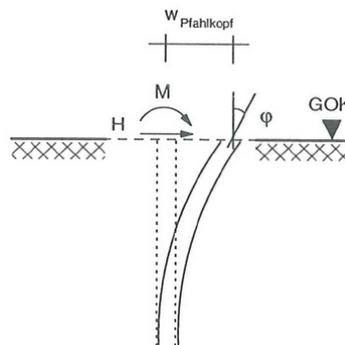


Abbildung 9.17: Biegung eines Pfahles [57]

Das Verformungspotential von Pfählen kann jedoch nur genutzt werden, wenn das auf den Pfahlkopf einwirkende Moment durch Biegung des Pfahls abgetragen wird. Erst dann kann die horizontale Verschiebung $w_{\text{Pfahlkopf}}$ ausgenutzt werden (siehe Abbildung 9.17). Zwei oder mehrreihige Bohrpfahlreihen sind daher zu vermeiden, da so die Steifigkeit deutlich erhöht wird. Um die Biegesteifigkeit der Pfähle möglichst zu minimieren, empfiehlt sich außerdem die Anordnung von Pfählen mit mittleren Durchmesser (60 oder 90 cm).

Durch geschickte Planung der Gründungen können demnach Zwangskräfte ebenfalls effektiv reduziert werden.

9.2 Ausführungstechnische Möglichkeiten zur Reduzierung von Zwang

Quellen: Haugwitz et al. [25]; König et al. [36]; Springenschmid [70]; Verein Deutscher Zementwerke [78]

Die ausführungstechnischen Möglichkeiten zur Reduzierung von Zwang beschränken sich ausschließlich auf das Erhärten und Schwinden des Betons. Die Intensität der Hydratationswärme während des Abbindens ist von der Temperatur des Frischbetons abhängig. Abbildung 9.18 zeigt den Verlauf der Temperaturerhöhung eines höherfesten Betons infolge der Hydratation.

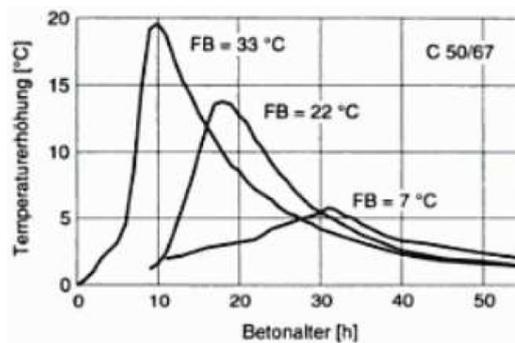


Abbildung 9.18: Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Wärmeentwicklung [36]

So hat die Hydratationswärme bei einer Frischbetontemperatur von 7 °C zu einer Erhöhung der Temperatur im abbindenden Beton von etwa 6 °C geführt. Bei einer Temperatur des Frischbetons von 33 °C hat sich der Beton hingegen schon um rund 20 °C erwärmt. Die chemische Reaktionsfähigkeit steigt nämlich mit zunehmender Frischbetontemperatur. Aus Abbildung 9.18 geht auch eindeutig hervor, dass die Hydratation bei einer niedrigen Betontemperatur im Gegensatz zu einer hohen Temperatur länger vor sich geht und daher die Hydratationswärme auch über einen entsprechend längeren Zeitraum abgegeben wird. Gerade bei integralen Tragwerken ist es deshalb sinnvoll, vorab Grenzwerte für die Frischbetontemperatur mit dem Bauunternehmen und Betonlieferanten Grenzwerte abzusprechen und festzulegen.

Die Nachbehandlung von Beton ist grundsätzlich immer ein wichtiges Thema. Um übermäßige Rissbildung durch die Behinderung der freien Dehnmöglichkeit integraler Bauwerke zu verhindern, ist diese bei monolithischen Bauteilen mit besonderer Sorgfalt und unter Umständen über einen deutlich längeren Zeitraum durchzuführen. Besonders das vorzeitige Austrocknen des Betons, die Einwirkung extremer Temperaturen und Temperaturänderungen sind zu verhindern.

Zu rasches Austrocknen während des Abbindevorgangs verursacht sogenanntes plastisches Schwinden, das zur Bildung von Frühschwindrissen in jungem Beton führt. Maßgebende Einflussfaktoren für die Verdunstungsmenge an freien Betonoberflächen sind die Lufttemperatur, relative Luftfeuchtigkeit, Betontemperatur und Windgeschwindigkeit. In Abbildung 9.19 ist der Zusammenhang für die Abschätzung der pro Stunde verdunstenden Wassermenge dargestellt.

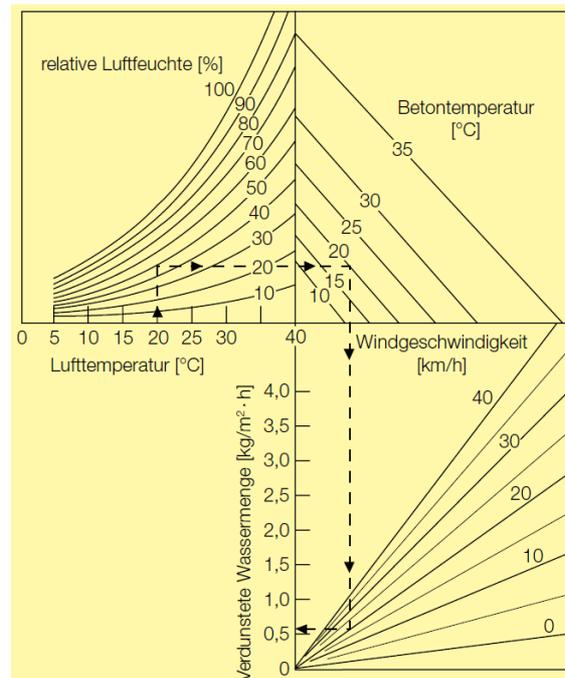


Abbildung 9.19: Verdunstete Wassermenge von Beton in Abhängigkeit von Lufttemperatur, Luftfeuchte, Betontemperatur und Windgeschwindigkeit [78]

Extreme Temperatureinwirkungen, zum Beispiel durch direkte und langanhaltende Sonneneinstrahlung, starke Temperaturänderungen (beispielsweise durch schlagartiges Abkühlen infolge eines Platzregens) und die Hydratationswärme führen aufgrund der unterschiedlichen Temperaturverhältnisse zwischen Bauteilkern und -oberfläche zu Eigenspannungszuständen.

Junge Betonoberflächen sind deshalb vor Austrocknung und starken Temperatureinflüssen zu schützen. Folgende Schutzmaßnahmen sollten durchgeführt werden:

- Abdecken der Oberfläche mit möglichst hellen, lichtundurchlässigen Folien
- Aufsprühen flüssiger Folien
- kontinuierliches Besprühen mit Wasser
- Auflegen wasserspeichernder Abdeckungen
- möglichst spätes Ausschalen neuer Bauteile
- Abschatten bei direkter Sonneneinstrahlung
- bei kühlen Witterungsbedingungen „Einpacken“ der Schalung und Abdecken der Betonoberfläche mit Wärmedämmung

Eine weitere Möglichkeit zur Reduzierung von Zwangskräften zufolge Schwinden des Betons ist die Anwendung des Pilgerschrittverfahrens, das im Tiefbau bei der Herstellung von Schlitzwänden und überschnittenen Bohrpfahlwänden zum Einsatz kommt. Das Verfahren beruht auf der Idee, dass das jeweilige Bauteil nicht einfach in einem Arbeitsvorgang hergestellt wird. Stattdessen wird es vorab in Abschnitte beziehungsweise Felder mit möglichst gleich großen Abmessungen aufgeteilt. Anschließend wird beispielsweise zunächst jeder zweite Abschnitt hergestellt und im Nachlauf die „Lücken“ geschlossen. Die Abschnitte könnten dann nach dem Schema

1 – 3 – 5 – 2 – 7 – 4 – 9 – ... hergestellt werden. Abbildung 9.20 zeigt die Anwendung des Pilgerschrittverfahrens bei der Herstellung einer überschnittenen Bohrpfahlwand.

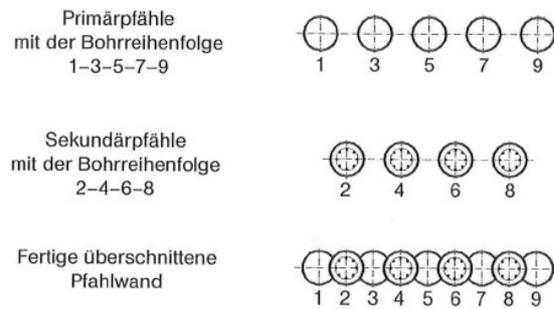


Abbildung 9.20: Pilgerschrittverfahren [25]

Im Tiefbau wird das Pilgerschrittverfahren aus herstellungstechnischen Gründen angewendet. Bei integralen Tragwerken kann dieses Verfahren jedoch zur Reduzierung der Zwangskräfte infolge Schwinden des Betons sinnvoll genutzt werden, wenn den einzelnen Feldern ausreichend Zeit zum Abbau der Bauteilverkürzung gegeben wird. Mithilfe des Pilgerschrittverfahrens kann so ein durchaus großer Anteil der Schwinddehnung spannungslos abgebaut werden, bevor das jeweilige Bauteil monolithisch mit dem restlichen Tragwerk verbunden wird.

10 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ziel dieser Diplomarbeit war das Aufzeigen der Besonderheiten für die Planung und Bemessung eines integralen Tragwerks sowie Beschreibung der Einflussgrößen auf das Tragverhalten monolithisch ausgeführter Bauwerke.

Ursprünglich wurden in der Antike und im Mittelalter Bauwerke grundsätzlich monolithisch, also lagerlos hergestellt. Man war sich über das Dehnverhalten von Baustoffen infolge Temperatureinwirkung auch gar nicht bewusst. Zu Beginn des Eisen- und Eisenbetonbaus sah man sich jedoch aufgrund von Schäden plötzlich gezwungen, das Problem zu umgehen und Tragwerke durch Lager- und Dehnfugenkonstruktionen in seine einzelnen Tragwerksteile mit definierten Lagerungsbedingungen aufzutrennen. Die planenden Ingenieure wussten zu der Zeit noch immer nichts Genaues über die Ursachen und Hintergründe von Zwangseinwirkungen zufolge Temperaturunterschied, Baugrundsetzung und ähnlichem. Die Tragwerksplaner machten im 19. Jahrhundert gute Erfahrungen mit der Anwendung von Lagerkonstruktionen, weshalb bis heute Fugen, egal ob Dehnfuge oder Lager, „traditionell“ geplant und ausgeführt werden. Die Lebensdauer solcher Konstruktionsteile ist jedoch deutlich geringer als die des Bauwerks. Deshalb müssen diese Teile während der Nutzung einerseits laufend inspiziert und im schlechtesten Fall auch mehrmals vollständig ausgetauscht werden. Dies verursacht für den Eigentümer beziehungsweise Betreiber des Bauwerks hohe laufende Erhaltungskosten. Dies war schließlich auch der Grund, warum in den letzten Jahren wieder vermehrt das Interesse an der integralen Bauweise gestiegen ist.

Gerade der Baustoff Beton ist dazu prädestiniert, mit ihm fugenlose Bauwerke herzustellen, da dieser kraftflussorientiert in die entsprechende „Form“ gegossen werden kann. Integrale Tragwerke sind aber aufgrund der monolithischen Bauteilverbindungen hochgradig statisch unbestimmte Tragsysteme, was den Nachteil dieser Bauweise darstellt. Die Schnittgrößen können daher nicht mehr so einfach wie bei einem statisch bestimmt gelagerten System ermittelt werden. Solche Systeme können deshalb im Allgemeinen nur mehr mithilfe der Finite-Elemente-Methode und EDV-Programmen berechnet werden.

Aufgrund der statisch unbestimmten Lagerung ist die freie Dehnmöglichkeit eingeschränkt und aufgezwängte Dehnungen, Verschiebungen oder Krümmungen rufen resultierende Schnittgrößen hervor. Solche eingeprägte Größen werden gegenüber Lasten, wie beispielsweise Eigengewicht oder Nutzlast, die direkt auf ein Tragwerk einwirken, auch als indirekte Einwirkungen oder Zwangseinwirkungen bezeichnet. Typische Beispiele sind Temperaturänderungen, unterschiedliche Oberflächentemperaturen, die Hydratationswärme infolge Abbinden des Frischbetons, das Schwinden des Betons und Baugrundsetzungen. Weitere außergewöhnliche

Einwirkungen, die Zwangsschnittgrößen verursachen, sind Brand und Erdbeben. Statisch bestimmt gelagerte Systeme machen hingegen eingeprägte Dehnungen mit, ohne Schnittkräfte zu erzeugen. Deshalb haben planende Ingenieure heutzutage noch immer vielfach den Wunsch, die Tragwirkung von Bauwerken durch den Einbau von Dehnfugen und Lagern so transparent wie möglich auszuführen.

Stahlbeton weist ein ausgeprägt nichtlineares Materialverhalten auf. Ursachen sind einerseits die geringe Zugfestigkeit und andererseits das zeitabhängige Verhalten des Betons. Werden Schnittgrößen infolge Zwangseinwirkung nach der linearen Elastizitätstheorie berechnet, ergeben sich im Allgemeinen sehr hohe Kräfte. Ein Tragwerk auf diese Schnittkräfte zu bemessen, ist nicht sinnvoll, da diese aufgrund des nichtlinearen Verhaltens von Beton in Wirklichkeit nicht in ihrer vollen Größe auftreten werden. Der Beton reißt, wenn die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Dadurch wird die Zwangsdehnung zumindest zum Teil abgebaut und der Bewehrungsstahl übernimmt die weitere Lastabtragung. Der Beton geht dadurch vom sogenannten Zustand I (ungerissener Querschnitt) in den Zustand II (gerissener Querschnitt) über, wobei auch dem nicht zu vernachlässigenden Effekt des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen Rechnung getragen werden muss. Bei der Bemessung muss auch zwischen zyklischen und einmaligen Zwangseinwirkungen unterschieden werden. Bei Baugrundsetzungen handelt es sich um einen in der Regel einmaligen und langsam aufbauenden Zwang, der vielfach durch das Langzeitverhalten (Kriechen) des Betons zumindest zum Großteil abgebaut werden kann. Deshalb ist es für die wirklichkeitsnahe Planung und Berechnung eines monolithischen Bauwerks unumgänglich, das nichtlineare Verhalten von Beton zu berücksichtigen. Das Nachweiskonzept für die nichtlineare Berechnung nach den aktuell gültigen Betonnormen wirft für die planenden Ingenieure aber leider auch bisher ungelöste Fragen und Probleme auf.

Die Größe der einwirkenden Zwänge und die resultierenden Schnittgrößen hängen von einer großen Anzahl an Einflussgrößen ab. So spielt beispielsweise auch die genaue Zusammensetzung des Betons eine wichtige Rolle, da durch diese das Dehnverhalten und die Steifigkeit maßgebend beeinflusst werden können. Zur Minimierung der Beanspruchungen erweist sich auch der Einsatz von Konstruktionsleichtbetonen und Hochleistungsbetonen als nützlich, da durch diese die Querschnittsabmessungen optimiert werden können. Der Tragwerksplaner muss sich daher bereits in der Entwurfsphase eines integralen Bauwerks unter anderem mit der genauen Wahl der Materialien auseinandersetzen. Aber auch die Abmessungen jedes einzelnen Bauteils müssen sorgfältig überlegt sein, da so die Steifigkeitsverhältnisse und damit die Schnittgrößenverteilung im Tragwerk gezielt beeinflusst werden kann.

Bei der Planung von integralen Bauwerken können zwei grundlegend unterschiedliche Aspekte verfolgt werden. Das Tragwerk wird entweder so steif oder so weich wie möglich ausgebildet. In diesem Zusammenhang spielt auch die Einbindung in den Baugrund eine wichtige Rolle. Im ersten Fall werden Zwangseinwirkungen durch Rissbildung abgebaut. Im zweiten Fall lässt man hingegen das Bauwerk möglichst große Verschiebungen ausführen. Dauerhafte und integrale Bauwerke

können durch beide Ansätze realisiert werden, wobei in jedem Fall gesondert entschieden werden muss. Dies ist die beste Variante, da diese von den jeweiligen Randbedingungen abhängt.

Das gesamte Spektrum an Einflussgrößen konnte in dieser Arbeit nicht zur Gänze behandelt werden. So blieben beispielsweise die Auswirkungen des Langzeitverhaltens von Beton unberücksichtigt. Ebenso wurde die Interaktion von Bauwerk und Baugrund nur kurz beschrieben.

Das wahre Potential integraler Bauwerke ist mit Sicherheit noch lange nicht erforscht und erreicht. Anhand mehrerer erfolgreich ausgeführter Bauwerke aus dem Bereich des Hochbaus, Brückenbaus und Tiefbaus konnte aber die Realisierbarkeit großflächiger und komplexer integraler Tragwerke bestätigt werden.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1: Prebischtor	1
Abbildung 2.1: Pont Julien in Frankreich.....	6
Abbildung 2.2: Pantheon in Rom	6
Abbildung 2.3: Vergleich Dehnung Mauerwerk und Stahl/Beton [57]	7
Abbildung 2.4: Statisches Modell Hochbau	8
Abbildung 2.5: Hochbaudetails von Konsolen mit Lager [23]	9
Abbildung 2.6: Hochbaudetail einer Doppelstütze bei einer Dehnfuge [23].....	10
Abbildung 2.7: HALFEN Querkraftdorne [24].....	10
Abbildung 2.8: Aufwendige Anordnung von Querkraftdornen in Dehnfuge [24]	10
Abbildung 2.9: Spannungstrajektorien gelagerter Rahmen vs. integraler Rahmen [75]	12
Abbildung 3.1: Neue Traunbrücke. Links Untersicht, rechts Ansicht [19]	14
Abbildung 3.2: Kreisverkehrsanlage mit neuer Traunbrücke in Siegsdorf [19]	15
Abbildung 3.3: Brücke Auerbachstraße [6]	15
Abbildung 3.4: Brücke Auerbachstraße [7]	16
Abbildung 3.5: La-Ferté-Steg (Quellen: links [7], rechts [32]).....	17
Abbildung 3.6: Bauzentrum Riem - Fassadenansicht [27]	17
Abbildung 3.7: Bauzentrum Riem [27]	18
Abbildung 3.8: Bürogebäude Europahaus - Bauzustand [30]	18
Abbildung 3.9: Bürogebäude Europahaus Bauzustand [30]	19
Abbildung 3.10: Bürogebäude Europahaus Ansicht [30]	19
Abbildung 3.11: Kongresszentrum Dresden [37]	19
Abbildung 3.12: Kongresszentrum Dresden [37]	20
Abbildung 3.13: Kongresszentrum Dresden Grundriss Terrassenplatte [18]	20
Abbildung 3.14: Kongresszentrum Dresden (Quellen: links [37], rechts [18]).....	21
Abbildung 3.15: Parkhaus Nürnberg Grundriss [15]	21
Abbildung 3.16: Parkhaus Nürnberg Deckensystem [15]	22
Abbildung 3.17: Parkhaus Landesmesse Stuttgart [28]	22
Abbildung 3.18: Parkhaus Landesmesse Stuttgart Ansicht Einfahrtsrampe [1]	23
Abbildung 3.19: Parkhaus Landesmesse Stuttgart Ansicht Erschließungsspindeln [1]	23
Abbildung 3.20: Parkhaus Hauptbahnhof Mannheim [14]	23
Abbildung 3.21: Parkhaus CHL Westansicht [2]	24
Abbildung 3.22: Parkhaus CHL Südansicht [2]	24
Abbildung 3.23: Containerterminal Bremerhaven schadhafte Fugen [45].....	25
Abbildung 3.24: Containerterminal Bremerhaven: links von oben, rechts Querschnitt Containerkaje [45]	26
Abbildung 3.25: Containerterminal Bremerhaven Bewehrung Kajenkopf [45].....	26

Abbildung 3.26: Wedelkanal Bestand [67].....	27
Abbildung 3.27: Wedelkanal: links Bauzustand, rechts Endzustand [67]	28
Abbildung 3.28: ÖBB-Personentunnel Einwanggasse Bestand Zugänge	28
Abbildung 3.29: ÖBB-Personentunnel Einwanggasse Bestand WIB-Decke	29
Abbildung 3.30: ÖBB-Personentunnel Einwanggasse: links Bauzustand,-rechts Endzustand	30
Abbildung 4.1:Beispiele unterschiedlicher Lager, links feste Lager, rechts bewegliche Lager [29]	32
Abbildung 4.2: Lager der Fa. Reisner & Wolff (Quellen: links [61], rechts [62])	33
Abbildung 4.3: Fugenübergänge der Firma mageba (Quellen: links [41], mitte [40], rechts [39]).....	35
Abbildung 4.4: Versteckte Dehnfuge aus Asphalt [29]	35
Abbildung 4.5: Fugenübergänge der Firma Reisner & Wolff (Quellen: links [60], rechts: [63]).....	35
Abbildung 4.6: Fehlerhaft eingebaute Lager [11]	37
Abbildung 5.1: Errichtungskostenbetrachtung gegenüber Lebenszykluskostenbetrachtung [20]	39
Abbildung 5.2: Lebensphasen und Energie- und Massenströme eines Bauwerkes [21]	40
Abbildung 6.1: Statisches System: links statisch bestimmt, rechts statisch unbestimmt [22]	43
Abbildung 6.2: Tragverhalten eines Zweifeldträgers [82].....	45
Abbildung 6.3: Schematische Umlagerung des Stützmomentes beim Zweifeldträger [82]	47
Abbildung 7.1: Verteilung der Zwang- und Eigenspannungen über die Querschnittshöhe [64]	50
Abbildung 7.2: Spannungszustände zentrischer Zwang [64]	51
Abbildung 7.3: Unterschied Last- und Zwangsbeanspruchung [82]	52
Abbildung 7.4: Unterschiedliche Anteile eines Temperaturprofils [54]	54
Abbildung 7.5: Bauteiltemperaturen von Brückentragwerken [54]	57
Abbildung 7.6: Temperaturverlauf und Eigenspannungen zufolge Hydratation [79].....	58
Abbildung 7.7: Temperatur- und Spannungsverlauf im jungen Beton bei behinderter Verformung [79]	59
Abbildung 7.8: Hydratationswärmeentwicklung: links unterschiedliche Klinkerphasen [12], rechts verschiedene Zementarten [77]	60
Abbildung 7.9: Verlauf der Schwindverformungen [82]	62
Abbildung 7.10: Zeitlicher Verlauf der einzelnen Schwinddehnungsanteile	64
Abbildung 7.11: Setzungszwang bei Zweifeldträger [82].....	65
Abbildung 7.12: Tragverhalten eines Zugstabes unter zentrischem Zwang [82].....	67
Abbildung 7.13: Gleichzeitige Wirkung von Last und Zwang [82].....	68
Abbildung 7.14: Gegenüberstellung der gleichzeitigen Wirkung von Last und Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit [75].....	69
Abbildung 8.1: Stichprobe und Verteilungsfunktion [82]	71
Abbildung 8.2: Verteilungsfunktionen von Beanspruchung E und Widerstand R [82]	72

Abbildung 8.3: Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung [82].....	73
Abbildung 8.4: Unterschiedliche Tragverhalten für die Schnittgrößenermittlung [82].....	76
Abbildung 8.5: Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung [82].....	77
Abbildung 9.1: Zugstab mit horizontalen Federn.....	81
Abbildung 9.2: Einfluss der Gesteinskörnung auf die Schwinddehnung [31]	88
Abbildung 9.3: Spektrum der konstruktiven Leichtbetone [16]	89
Abbildung 9.4: Schwindverformung eines LC20/22 und LC70/77 im Vergleich zu einem herkömmlichen C20/25 [46]	90
Abbildung 9.5: Qualitative Darstellung der Füllerwirkung des Silikatstaubs [36].....	92
Abbildung 9.6: Qualitativer Verlauf der Wärmeentwicklung bei normalfesten und hochfesten Beton [36]	92
Abbildung 9.7: Chemisches Schwinden bei unterschiedlichen w/b-Werten [36].....	93
Abbildung 9.8: Spannungs-Dehnungs-Beziehung unterschiedlicher Betonfestigkeiten [36]	93
Abbildung 9.9: Unterschiedliche Ansätze für die Querschnittsoptimierung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) [57].....	94
Abbildung 9.10: Rahmen und Zwangseinwirkungen [57]	95
Abbildung 9.11: links Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Einspannmomente, rechts Einfluss des Steifigkeitsabfalls auf die Einspannmomente [57].....	96
Abbildung 9.12: Einfluss der Dehnsteifigkeit auf den zentrischen Zwang [57].....	97
Abbildung 9.13: Randspannungen an der Einspannung infolge Zwang [57]	97
Abbildung 9.14: Verlauf der Randspannungen über die Bauteillänge [57]	98
Abbildung 9.15: Optimaler Formparameter α für Rechteckquerschnitt [57].....	99
Abbildung 9.16: Verschiebungsanteil der Gründung an der Gesamtverschiebung [57]	100
Abbildung 9.17: Biegung eines Pfahles [57]	101
Abbildung 9.18: Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Wärmeentwicklung [36]	102
Abbildung 9.19: Verdunstete Wassermenge von Beton in Abhängigkeit von Lufttemperatur, Luftfeuchte, Betontemperatur und Windgeschwindigkeit [78]	103
Abbildung 9.20: Pilgerschrittverfahren [25].....	104

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 7.1: Minimale Außenlufttemperatur [49].....	56
Tabelle 7.2: Erhöhung der Bauteiltemperatur zufolge Sonnenstrahlung [49].....	56
Tabelle 7.3: Strahlungsbedingte Temperaturanteile [49].....	56
Tabelle 7.4: Linear veränderliche Temperaturanteile [54]	57
Tabelle 7.5: Richtwerte für die Hydratationswärme unterschiedlicher Zementfestigkeitsklassen [46]	60
Tabelle 7.6: k_h -Werte für Trocknungsschwinddehnung [55]	63
Tabelle 9.1: Ausgangswerte für die Wärmedehnung des Zementsteins [5].....	84
Tabelle 9.2: Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts auf die Wärmedehnzahl des Zementsteins [5].....	84
Tabelle 9.3: Einfluss des Alters auf die Wärmedehnzahl des Zementsteins [5]	84
Tabelle 9.4: Wärmedehnzahlen verschiedener Gesteinskörnungen [5].....	85
Tabelle 9.5: Richtwerte für Wärmedehnzahlen unterschiedlicher Betonzusammensetzungen [5]	86
Tabelle 9.6: Elastizitätsmoduli von wassergesättigtem Zementstein [43].....	87
Tabelle 9.7: Elastizitätsmoduli unterschiedlicher Gesteinsarten [3]	87
Tabelle 9.8: Beiwert zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Beton [43].....	88

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Angelmaier V., Andelfinger J., Herrmann J., Sandner D.: „Die Ingenieurbauwerke für die Verkehrserschließung der Neuen Landesmesse in Stuttgart“, Stahlbau, 77. Jahrgang, Heft 9, S. 659 - 668, Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [2] Brauch J., Wolperding G.: „Parkhaus CHL Centre Hospitalier de Luxembourg: Verbunddecken mit Faserbeton“, Stahlbau, 76. Jahrgang, Heft 11, S. 782 - 785, Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [3] Dahms J.: „Normalzuschlag“, Zement-Taschenbuch, 48. Ausgabe, Bauverlag, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke, Wiesbaden und Berlin, 1984.
- [4] Dallmann R.: „Baustatik 2 – Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke“, 2. Auflage, Carl Hanser Verlag, München, 2009.
- [5] Dettling H.: „Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone“, Technische Hochschule Stuttgart, Dissertation, Stuttgart, 1961.
- [6] Deutsche Zement- und Betonindustrie: „Brücke Auerbachstraße“, URL: <http://www.beton.org/sixcms/detail.php?id=46543>
Stand: 4. März 2010.
- [7] Deutsche Zement- und Betonindustrie: „La-Ferté-Steg“, URL: <http://www.beton.org/sixcms/detail.php?id=46498>
Stand: 4. März 2010.
- [8] Deutsches Institut für Normung: „DIN 1045-1: Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion“, Ausgabe: August 2008, Deutsches Institut für Normung, Deutschland, 2008.
- [9] Djouahra G.: „Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang“, Technische Universität Dortmund, Dissertation, Dortmund, 2008.
- [10] Ebeling K., Lohmeyer G.: „Weiße Wannen im Hochbau“, Beton-Kalender Ausgabe 2010, Teil 2, S. 137 - 191, Ernst & Sohn, Hrsg.: Bergmeister K. et al., Berlin, 2010.
- [11] Eggert H., Grote J., Kauschke W.: „Lager im Bauwesen – Band I – Entwurf, Berechnung, Vorschriften“, Ernst & Sohn, München, 1974.
- [12] Eierle B., Schikora K.: „Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme – Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 512, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000.

-
- [13] Engelsmann S., Schlaich J., Schäfer K.: „Integrale Betonbrücken – Brückenbauwerke aus Konstruktionsbeton ohne Fugen und Lager“, Beton- und Stahlbetonbau, 94. Jahrgang, Heft 5, S. 206 - 215, Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- [14] F. H. Kleffmann Verlag GmbH: „Parken in einem Regenbogen“, Euro Parking, Kleffmann Verlag, 2007.
- [15] Fastabend M., Kunkel K., Schücker B.: „Entwurf und Konstruktion eines Parkhauses in Nürnberg“, Beton- und Stahlbetonbau, 86. Jahrgang, Heft 9, S. 215 - 219, Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- [16] Faust T.: „Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau“, Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [17] Fingerloos F.: „Normen und Regelwerke“, Beton-Kalender, Ausgabe 2010, Teil 2, S. 192 - 668, Ernst & Sohn, Hrsg.: Bergmeister K. et al., Berlin, 2010.
- [18] Fink R., Jentsch K.-J., Mathes D., Schäfer C., Wörzberger R.: „Neue Terrasse Dresden“, Bautechnik, 81. Jahrgang, Heft 10, S. 773 - 785, Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [19] Fuchs M., Dannhorn T.: „Die neue Traunbrücke in Siegsdorf – Entwurf und Konstruktion einer vorgespannten integralen Zweifelbrücke“, Beton- und Stahlbetonbau, 103. Jahrgang, Heft 3, S. 183 - 188, Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [20] Girmscheid G., Lunze D.: „Paradigmawechsel in der Bauwirtschaft – Lebenszyklusleistungen“, Bauingenieur, Band 83, Heft 2, S. 87 - 97, Springer VDI Verlag, Düsseldorf, 2008.
- [21] Graubner C.-A., Hüske K.: „Nachhaltigkeit im Bauwesen – Grundlagen – Instrumente – Beispiele“, Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [22] Gross D., Hauger W., Schröder J., Wall W. A.: „Technische Mechanik 1 – Statik“, 9. Auflage, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2006.
- [23] HALFEN - DEHA: „Technische Information CRET 02 – CRET – Querkraftdorn – Beton“, URL: http://www.halfen.at/d/22_9168/at/media/catalogues/reinforcementsystems/cret-at.pdf
Stand: 3. März 2010.
- [24] HALFEN: „HALFEN – Übersicht – Produktinformationen – CRET – Querkraftdorn – Bewehrungstechnik – Produkte“, URL: http://www.halfen.at/t/22_1609.html
Stand: 3. März 2010.
- [25] Haugwitz H.-G., Pulsfort M.: „Grundbau-Taschenbuch – Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke – Pfahlwände, Schlitzwände, Dichtwände“, 7. Auflage, S. 579- 648, Ernst & Sohn, Hrsg.: Witt K. J., Berlin, 2009.
-

- [26] Haumann+Fuchs Statik – Baukonstruktion Ingenieurgesellschaft mbH: „Projektübersicht“, URL: http://allintegro.com/html/hauptteil_gebaudeplanung_statik.html
Stand: 4. März 2010.
- [27] Hild und K Architekten: „Bauzentrum Riem“, URL: <http://www.hildundk.de/pdf/Bauzentrum.pdf>
Stand: 4. März 2010.
- [28] Hoesch-Bausysteme GmbH: „Parkhaus Messe Stuttgart“, URL: http://www.hoesch.at/index.php?m_id=display_reference&r_id=27
Stand: 8. März 2010.
- [29] Holst K. H., Holst R.: „Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton – Entwurf, Konstruktion und Berechnung“, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [30] Ingenieurbüro S+P GmbH: „Neubau Bürogebäude „Europahaus“ in der Weststadt Darmstadt“, URL: http://www.schlierundpartner.de/_files/199/61/0061.pdf
Stand: 3. März 2010.
- [31] Jacobs F., Hunkeler F., Carmine L., Germann A., Hirschi T.: „Schwinden von Beton“, Der Bauingenieur 2008, Heft 3, S. 14 - 19, Springer-Verlag, Berlin, 2008.
- [32] Janberg N.: „La Ferté-Steg“, URL: <http://de.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0004741>
Stand: 11. März 2010.
- [33] Kany M.: „Berechnung von Flächengründungen, Band 1, Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Sohldrücke, Biegemomente und Verformungen von Streifen- und Plattenfundamenten“, Ernst & Sohn, 1974.
- [34] Kany M.: „Berechnung von Flächengründungen, Band 2, Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Sohldrücke, Biegemomente und Verformungen von Streifen- und Plattenfundamenten“, Ernst & Sohn, 1975.
- [35] Kempfert H.-G.: „Grundbau-Taschenbuch – Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke – Pfahlgründungen“, 7. Auflage, S. 73 - 278, Ernst & Sohn, Hrsg.: Witt K. J., Berlin, 2009.
- [36] König G., Tue N. V., Zink M.: „Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung“, Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [37] Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI GmbH: „Projekte“, URL: <http://www.lap-consult.com/projekt.php?sp=00077&kat=#>
Stand: 7. März 2010.

-
- [38] Lexikon-Institut Bertelsmann: „Das moderne Lexikon“, Verlagsgruppe Bertelsmann GmbH/Bertelsmann Lexikon-Verlag, Gütersloh, 1972.
- [39] mageba sa: „Produktübersicht - Schwerlastprofile“,
URL: http://www.mageba.ch/de/dyn_output.html?content.void=1753
Stand: 15. März 2010.
- [40] mageba sa: „Produktübersicht – Aluminiumprofil“,
URL: http://www.mageba.ch/de/dyn_output.html?content.void=1732
Stand: 15. März 2010.
- [41] mageba sa: „Produktübersicht – TENSA INDOOR“,
URL: http://www.mageba.ch/de/dyn_output.html?content.void=1730
Stand: 15. März 2010.
- [42] Mang H., Hofstetter G.: „Festigkeitslehre“, 3. Auflage, Springer-Verlag, Wien, 2008.
- [43] Manns W.: „Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton“, Betontechnische Berichte, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1971.
- [44] Meskouris K., Hake E.: „Statik der Stabtragwerke – Einführung in die Tragwerkslehre“, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2009.
- [45] Morgen K., von Thaden H., Vollstedt H.-W.: „Fugenlose Überbauten für die Containerkajen CT3a und CT4 in Bremerhaven“, Beton- und Stahlbetonbau, 100. Jahrgang, Heft 12, S. 1003 - 1011, Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [46] Müller H. S., Reinhardt H.-W.: „Beton“, Beton-Kalender Ausgabe 2010 Teil 1, S. 291 - 436, Ernst & Sohn, Hrsg.: Bergmeister K. et al., Berlin, 2010.
- [47] Noakowski P., Schäfer H.: „Steffigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau – Stahlbetontragwerke einfach richtig berechnen“, Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [48] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1337-1 – Lager im Bauwesen – Teil 1: Allgemeine Regelungen“, Ausgabe: 200-12-01, Wien, 2000.
- [49] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM B 1991-1-5: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5“, Ausgabe: 2004-12-01, Wien, 2004.
- [50] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM B 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen“, Ausgabe: 2007-02-01, Wien, 2007.
- [51] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM B 4710-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis“, Ausgabe: 2007-10-01, Wien, 2007.
-

-
- [52] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1990/A1: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (Änderung)“, Ausgabe: 2006-09-01, Wien, 2006.
- [53] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung“, Ausgabe: 2003-03-01, Wien, 2003.
- [54] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1991-1-5: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen“, Ausgabe: 2004-12-01, Wien, 2004.
- [55] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“, Ausgabe: 2009-07-01, Wien, 2009.
- [56] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität“, Ausgabe: 2005-11-01, Wien, 2005.
- [57] Pötzl M., Schlaich J., Schäfer K.: „Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 461, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1996.
- [58] Prebischtor,
URL: <http://www.prebischtor.de/>
Stand: 10. März 2010.
- [59] Pröbster M.: „Baudichtstoffe – Erfolgreich Fugen abdichten“, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2008.
- [60] Reisner & Wolff Engineering GmbH: „Produktübersicht – BRITFLEX Hochbauübergang“,
URL: <http://www.reisnerwolff.at/showsite.php?site=brfl-hochbauuebergang&cc=at>
Stand: 15. März 2010.
- [61] Reisner & Wolff Engineering GmbH: „Produktübersicht – EUROFLEX Elastomerlager“,
URL: <http://www.reisnerwolff.at/showsite.php?site=eufl-elastomerlager&cc=at>
Stand: 15. März 2010.
- [62] Reisner & Wolff Engineering GmbH: „Produktübersicht – RW-Kalottenlager“,
URL: <http://www.reisnerwolff.at/showsite.php?site=rw-kalottenlager&cc=at>
Stand: 15. März 2010.
- [63] Reisner & Wolff Engineering GmbH: „Produktübersicht – TRANSGRIP Fingerübergang“,
URL: <http://www.reisnerwolff.at/showsite.php?site=trgr-fingeruebergang&cc=at>
Stand: 15. März 2010.
- [64] Rostásy F. S., Henning W.: „Zwang und Rißbildung in Wänden und Fundamenten“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 407, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1990.
-

- [65] Ruth J.: „Bewegungsfugen: Notwendiges Übel oder verzichtbar?“, Universität Weimar, Thüringen.
- [66] Schneider U., Knoblauch H.: „Bauchemie“, 5. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf, 2001.
- [67] Seitz S. W.: „Sanierung des Wedelkanals in Heidenheim“, Beton- und Stahlbetonbau, 98. Jahrgang, Heft 3, S. 171 - 175, Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [68] Sherif G., König G.: „Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund, Tabellen zur Berechnung von Sohldruck, Setzung, Querkräften und Momenten nach dem Steifemodulverfahren“, Springer-Verlag, Heidelberg, 1975.
- [69] Smolczyk U., Vogt N.: „Grundbau-Taschenbuch – Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke – Flachgründungen“, 7. Auflage, S. 1 - 72, Ernst & Sohn, Hrsg.: Karl J. W., Berlin, 2009.
- [70] Springenschmid R.: „Einfluss der Temperatur während der Nachbehandlung auf Risse in Betonbauteilen“, Beton- und Stahlbetonbau, 98. Jahrgang, Heft 11, S. 654 - 660, Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [71] Straub H.: „Die Geschichte der Bauingenieurkunst – Ein Überblick von der Antike bis in die Neuzeit“, 4. Auflage, Birkhäuser Verlag, Basel, 1996.
- [72] Strobl G.: „Beitrag zu Entwurf und Berechnung von integralen Betonbrücken unter besonderer Berücksichtigung der „freien“ Spanngliedlage im Brückenbau“, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Dissertation, Telfs, 2007.
- [73] Syska A.: „Produktionsmanagement – Das A – Z wichtiger Methoden und Konzepte für die Produktion von heute“, Gabler, Wiesbaden, 2006.
- [74] Taferner J., Keuser M., Bergmeister K.: „Integrale Konstruktionen aus Beton“, Beton-Kalender Ausgabe 2009, Teil 2, S. 231 - 370, Ernst & Sohn, Hrsg.: Bergmeister K. et al., Berlin, 2009.
- [75] Taferner J.: „Fugenlose Tragwerke im Hochbau“, Universität für Bodenkultur Wien, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Department für Bautechnik und Naturgefahren, Dissertation, Wien, 2008.
- [76] Verein Deutscher Zementwerke: „Betonausgangsstoffe und -technologie, Betonbautechnik“, Tätigkeitsbericht 2003 - 2005 Kapitel V, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 2005.
- [77] Verein Deutscher Zementwerke: „Massige Bauteile aus Beton“, Zement-Merkblatt Betontechnik B11, Ausgabe: 7-2006, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 2006.

- [78] Verein Deutscher Zementwerke: „Nachbehandlung von Beton“, Zement-Merkblatt Betontechnik B8, Ausgabe: 9-2009, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 2009.
- [79] Verein Deutscher Zementwerke: „Risse im Beton“, Zement-Merkblatt Betontechnik B18, Ausgabe: 2-2003, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e.V., Köln, 2003.
- [80] Wommelsdorff O.: „Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion – Teil 1 – Grundlagen, Biegebeanspruchte Bauteile“, 9. Auflage, Werner Verlag, Köln, 2008.
- [81] Zilch K., Rogge A.: „Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Brücken- und Hochbau“, Beton-Kalender Ausgabe 2004, Teil 2, S. 221 - 373, Ernst & Sohn, Hrsg.: Bergmeister K. et al., Berlin, 2004.
- [82] Zilch K., Zehetmaier G.: „Bemessung im konstruktiven Betonbau“, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2006.