

I Spannbetonbau – Entwicklung, Bemessung und Konstruktion

Stephan Geßner, Aachen

Roland Niedermeier, München

Mark Alexander Ahrens, Bochum

Josef Hegger, Aachen

Oliver Fischer, München

Peter Mark, Bochum

Beton-Kalender 2017: Spannbeton, Spezialbetone.

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner
© 2017 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2016 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.



1 Einleitung

Spannbeton nutzt Spannungsreduktionen durch gezielt eingeprägte Eigenspannungen. Aus den Anker- und Umlenkkraften der Vorspannung entstehen Schnittgrößen im System, die denen der äußeren Lasten und Zwangswirkungen entgegenwirken. Anstatt höheren Beanspruchungen auch höhere Materialmengen entgegenzustellen, was der üblichen Bemessungsweise beispielsweise des Stahlbetonbaus entspricht, werden gezielt additive Eigenspannungszustände erzeugt, die bei balkenartigen Systemen in der Regel die mittleren Momente der Einwirkungen ausgleichen. Es verbleiben im Wesentlichen Längsdruckkräfte, die sich zum einen für den Baustoff Beton günstig auswirken und zum anderen veränderliche Momentenwirkungen aus Verkehrslasten und zeitabhängigen Änderungen „überdrücken“.

Das Prinzip des Spannbetons ist mit dem Konzept der aktiven Geräuschunterdrückung (*Active noise control* ANC [65, 80]) aus der Akustik vergleichbar. Dabei wird ein störendes Schallsignal mit einem künstlich erzeugten, inversen Signal von entgegengerichteter Polarität überlagert, sodass sich beide Signale in Addition neutralisieren. Vereinfacht überlagern sich zwei Schallwellen gleicher Frequenz, wobei die zweite, künstlich erzeugte, von inverser Amplitude ist bzw. gegenüber der ersten um eine halbe Wellenlänge in ihrer Phase verschoben liegt. In Summe verschwinden die beiden Wellen. Übertragen auf einen vorgespannten Balken gelingt dies bei einer geometrischen Spanngliedführung affin zum Verlauf der Momente aus äußeren Einwirkungen. Die Umlenkkräfte kompensieren dann (anteilig) die äußeren Einwirkungen [71, 94, 108].

Durch Vorspannung entstehen schlanke, elegante Bauwerke wie Spannbetonbrücken, Schalen- oder Plattentragwerke. Gleichzeitig bedeutet das Einbringen zusätzlicher Eigenspannungen für die Tragwerksbemessung, dass konsequent zwischen minimalen wie maximalen Verhältnissen von Schnittgrößen aus Vorspannung zu denen aus Einwirkungen zu unterscheiden ist. Ein „Mehr“ an konventioneller Bewehrung wirkt günstig und ist problemlos erträglich, ein „Mehr“ an Vorspannung hingegen nur sehr bedingt. Typische Grenzszenarien müssen daher zwischen maximalen Schnittgrößen aus Einwirkungen bei zugehörig minimaler Vorspannung (max. $G + Q$, min. P) und minimalen Einwirkungen bei maximaler Vorspannungen (min. $G + Q$, max. P) unterscheiden, was häufig zu den Zeitpunk-

ten $t = t_0$ bzw. $t = t_c$ nach rechnerischem Abschluss von zeitabhängigen Verformungen überprüft wird.

Bei Umbauten, Rückbauten oder dem Transport von Spannbetontragwerken bzw. -bauteilen gilt diese Unterscheidung von oberen wie unteren Grenzwerten analog. Die eingeprägten Spannungen in Spanngliedern wie in der Betonkonstruktion sind zu beachten und nachzuverfolgen, sei es durch temporäre Lastumleitung, Entlastungen, geplante Verankerung oder bei einer Demontage.

Viele Weiterentwicklungen des Spannbetonbaus werden durch den Brückenbau forciert [5, 53, 75]. Dazu gehören z. B. der Einsatz neuer Materialien [110] oder die sich mehr und mehr bei Neubauten etablierende Mischbauweise [40, 52] aus interner und externer Vorspannung. Sie bietet sich gerade bei taktgeschobenen Brücken mit primärer Längsvorspannung in den Fahrbahn- und Bodenplatten (intern) sowie bei umgelenkter Sekundärvorspannung im Hohlkasten (extern) an. Der vermehrte Ersatzneubau gealterter Konstruktionen im Zuge der Nachrechnung und Ertüchtigung des Brückenbestands [73] erfordert ebenso neue Verfahrensweisen. Ein typisches Beispiel ist die nachträgliche Verstärkung von Betonbrücken zur Anpassung an erhöhte Verkehrslasten durch externe Spannglieder [99, 100]. Technisches Hauptaugenmerk gilt hier der Verankerung bzw. der Umlenkung der Spannglieder an Querträgern bzw. Sätteln. Bei abschnittsweiseem Rückbau bzw. dem Ersatzneubau getrennt nach Richtungsfahrbahnen sind ebenso Spannglieder (temporär) nachträglich zu verankern, hier meist aber als interne Spannglieder im Verbund [44, 103]. Der Beitrag greift diese nachträgliche Verankerung von Spanngliedern auf und zeigt die aktuellen technischen Grundlagen und Beispiele.

Der Spannbetonbau blickt mittlerweile auf eine lange Tradition zurück. Wesentliche Stationen und Schritte seiner Entwicklung werden im Beitrag zunächst in einem kurzen historischen Rückblick aufgezeigt mit Zusammenstellungen zu gebräuchlichen Vorspannsystemen, -systemen, traditionellen wie neuartigen Materialien [42] und Hinweisen zum Bauprozess.

Schwerpunkt des Beitrags bilden:

- Schnittgrößenermittlung mit analytischen und praktisch üblichen Verfahren,
- die eigentliche Bemessung und konstruktive Durchbildung von Tragwerken und Verankerungsbereichen auf Grundlage der Europäischen Norm DIN EN 1992-1-1 mit Deutschem Nationalem Anhang.

Beton-Kalender 2017: Spannbeton, Spezialbetone.

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner

© 2017 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2016 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

2 Grundprinzip und Anwendungen

Bei der klassischen Kombination von Stahl und Beton handelt es sich um einen Verbundwerkstoff mit klarer Aufgabentrennung zwischen den einzelnen Materialien. In erster Linie nimmt der Beton dabei Druckkräfte auf, Betonstahl wird dort angeordnet, wo der Beton aufgrund seiner vergleichsweise geringen Zugfestigkeit nicht in der Lage ist, höhere Zugbeanspruchungen abzutragen. Bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons setzt die Rissbildung ein, wodurch der Betonstahl lokal hohe Zusatzdehnungen erfährt und dadurch entsprechend aktiviert wird (vgl. Bild 1). Durch zweckmäßige Auswahl des Betonstahlstabdurchmessers und des Bewehrungsgrads ist es möglich, die Breite der auftretenden Risse so zu beeinflussen, dass eine hinreichende Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauteils erreicht werden kann.

Spannbeton ist ebenfalls ein Verbundwerkstoff aus diesen Materialien. Auch hier nimmt der Spannstahl Zugkräfte auf. Dabei kommt ihm aber vor allem die Aufgabe zu, zugbeanspruchte Bereiche des Betonquerschnitts zu überdrücken und so die geringe Zugfestigkeit des Betons ganz oder teilweise zu kompensieren. Bei steigender Beanspruchung werden in den vorgespannten Bereichen zunächst die Druckspannungen abgebaut. Nach dem vollständigen Abbau der Druckspannungen (Dekompression, vgl. Abschnitt 9.3.4) wird schließlich auch am vorgespannten Bauteil die Zugfestigkeit des Betons erreicht und es kommt zur Rissbildung (vgl. Bild 1). Die auftretenden Zugbeanspruchungen werden also auch bei Spannbetonbauteilen durch den Stahl aufgenommen, der aber quasi in Vorleistung geht und so infolge des durch die Vorspannung erzeugten Eigenspannungszustands günstige Verhältnisse für das Tragverhalten des Bauteils schafft. Durch das Überdrücken der infolge äußerer Einwirkungen

zugbeanspruchten Bereiche stellen sich Risse im Betonquerschnitt erst bei vergleichsweise hohen Beanspruchungen ein und können sich bei einer Entlastung sogar wieder vollständig schließen. In vielen Betriebszuständen ist das Spannbetonbauteil somit ungerissen und weist neben der damit einhergehenden Dichtigkeit und Korrosionsbeständigkeit durch das Mitwirken des gesamten Betonquerschnitts eine deutlich höhere Steifigkeit auf, als ein gerissenes Stahlbetonbauteil mit identischen Außenabmessungen. Die höhere Steifigkeit wiederum wirkt sich günstig auf die Bauteilverformungen und die Schwingungsanfälligkeit des Bauteils aus. Ferner fallen für den Beton und den Stahl die aus veränderlichen Beanspruchungen resultierenden Ermüdungsbeanspruchungen aufgrund wesentlich geringerer Spannungsschwingbreiten im ungerissenen Zustand entsprechend geringer aus.

Prinzipiell kann das Prinzip der Druckvorspannung bei allen zugbeanspruchten Materialien angewendet werden. Gerade bei Beton, der sich durch eine verhältnismäßig geringe Zugfestigkeit und eine hohe Druckfestigkeit auszeichnet, ist im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit die Druckvorspannung durch hochfeste Spannstähle besonders sinnvoll, wie die folgende Gegenüberstellung der Materialeigenschaften für die typischen Baustoffe Beton C30/37 und Spannstahl Y 1860 zeigt.

Beton C30/37

Druckfestigkeit: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Zugfestigkeit: $f_{ctk;0,05} = 2,0 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E_{cm} = 33.000 \text{ N/mm}^2$

Spannstahl Y 1860

Zugfestigkeit: $f_{pk} = 1.860 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E_p = 195.000 \text{ N/mm}^2$

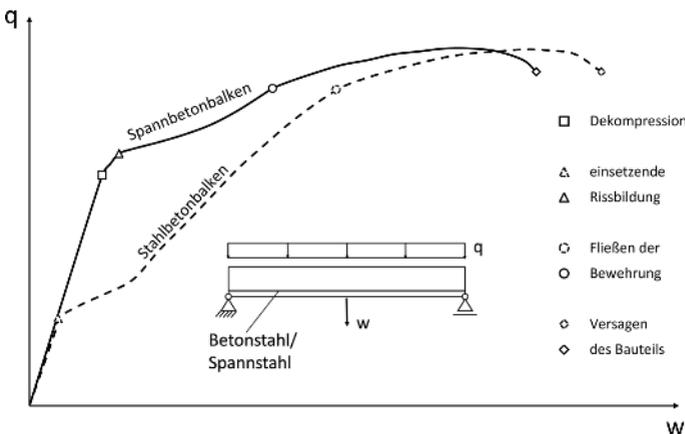


Bild 1. Last-Durchbiegungs-Beziehung – Spannbeton- und Stahlbetonbalken im Vergleich

Wird der Beton auf ca. 60 % seiner Druckfestigkeit f_{ck} vorgespannt, so kann die bis zum Auftreten erster Risse aufbringbare Beanspruchung gegenüber der bloßen Ausnutzung der Zugfestigkeit etwa um den Faktor 9 gesteigert werden. Wird der Spannstahl für diese Vorspannung bis 60 % seiner Zugfestigkeit ausgenutzt, so ergibt sich wegen des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln für einen vorgespannten, zentrisch beanspruchten Betonzugstab etwa die 10-fache Steifigkeit des reinen Spannstahlquerschnitts.

Betrachtet man ferner die Kosten, so kann man unter Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Werkstoffe in grober Näherung davon ausgehen, dass für den Einbau von Spanngliedern mit Verbund mit etwa 10 % höheren Kosten zu rechnen ist als für den Einbau konventioneller Betonstahlbewehrung. Wenn darüber hinaus die Kosten für Beton für beide Bauweisen in ähnlicher Weise anfallen, so zeichnen sich Spannbetonbauteile bei geringfügig höheren Herstellungskosten durch ihre zusätzlichen Vorteile hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit aus.

Ein weiterer Aspekt wirkt sich besonders vorteilhaft bei der Kombination von Spannstahl und Beton aus und hat zur breiten Anwendung der Bauweise beigetragen. Frischbeton kann sich durch seine fließfähige oder plastische Konsistenz wie auch andere künstlich hergestellte Steine bis zu seiner Erhärtung nahezu jeder beliebigen Form anpassen. Dadurch ist es bei Biegeträgern möglich, innerhalb des Bauteils in besonders einfacher Weise Spanngliedverläufe zu erzeugen, durch die der Schnittgrößenverlauf so berücksichtigt werden kann, dass die Vorspannung den äußeren Einwirkungen optimal entgegenwirkt. Dem parabolischen Verlauf der Momentenlinie infolge von Linien- und Flächengleichlasten kann, wie in Bild 2 dargestellt, durch eine parabelförmige Spanngliedführung begegnet werden. Dadurch kann auch dem unterschiedlichen Platzbedarf von Spanngliedern im Verankerungsbereich (hoher Platzbedarf durch Auffächerung der Zugglieder)

und im Bereich der freien Spanngliedlänge (geringer Platzbedarf durch kompakte Zuggliederanordnung im Hüllrohr) Rechnung getragen werden.

Durch die deutlich höhere Festigkeit des Spannstahls, der in letzter Konsequenz stets die auftretenden Zugkräfte aufnimmt, sowie die größere Steifigkeit und Rissfreiheit unter Gebrauchslasten können schlankere Querschnitte ausgebildet oder größere Spannweiten bzw. geringere Bauteilhöhen und -durchmesser realisiert werden. Entsprechend kommt Spannbeton häufig bei Ingenieurbauwerken vor allem im Brückenbau, aber auch im Behälterbau und beim Bau von Druckstollen zum Einsatz. Eine Reduktion der Bauteilhöhe erfordert bei biegebeanspruchten Trägern aufgrund der überproportional ansteigenden Zugspannungen entsprechend höhere Vorspanngrade, um die zugbeanspruchten Bereiche zu überdrücken. Ab einem gewissen Grenzwert der Schlankheit wird zudem die Druckzone bemessungsrelevant und es werden höhere Betonfestigkeiten erforderlich. Durch den Einsatz hochfester Betone lassen sich so sehr schlanke Bauwerke errichten, was allerdings auch das Erfordernis sehr hoher Vorspanngrade nach sich zieht, wie beispielweise bei der Rheinbrücke Straßburg [38].

Auch bei bestimmten Betonwaren, wie Bahnschwellen und Masten, führen die aus der Vorspannung resultierende Rissfreiheit und die damit einhergehende hohe Biege- und Längssteifigkeit zu Vorteilen im Gebrauch. Der Einsatz im Hochbau ist im deutschsprachigen Raum vor allem bei Decken, die in Ortbetonbauweise erstellt werden, weniger verbreitet als im Ausland und auf große Spannweiten beschränkt. Eine Ursache für die vergleichsweise geringe Anwendung in Deutschland ist u. a. darin begründet, dass bei der üblicherweise gewählten freien Spanngliedlage die Vorspannkraft gemäß den aktuellen bauaufsichtlichen Zulassungen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) nicht angesetzt werden dürfen [68]. Auch bei Anwendungen im Grundbau wie Ankeren, Pfählen

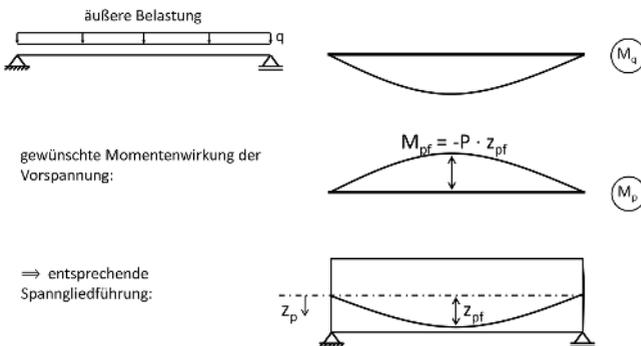


Bild 2. Wirkungsweise der Vorspannung – Zusammenhang zwischen äußerer Belastung und Vorspannung

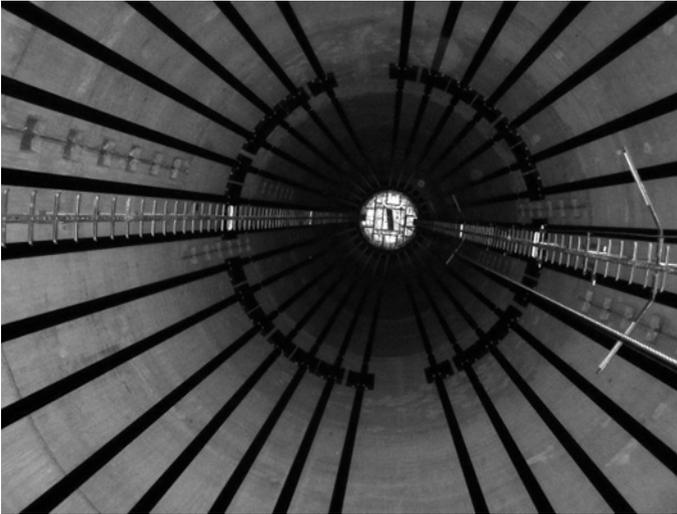


Bild 3. Blick in das Innere eines in Segmentbauweise mit externen verbundlosen Spanngliedern errichteten Turms einer Windenergieanlage (Foto: ENERCON GmbH)

und Fundamenten spielen die Steifigkeit und Vornahme von Verformungen eine entscheidende Rolle für den Einsatz von Spannbeton bzw. Spanngliedern.

Eine besondere Art der Anwendung der Vorspannung ist die Segmentbauweise, bei der werkmäßig vorgefertigte Elemente gegeneinander verspannt werden, sodass Bauteile mit quasi-monolithischem Tragverhalten entstehen, die neben Zug- und Druckkräften auch Querkräfte übertragen können. Die in Deutschland bisher kaum verwendete Segmentbauweise kommt international vor allem für längere Brückenzüge zum Einsatz. Die Bauweise findet aber auch bei größeren Einzelbauwerken oder bei systematisierbaren Überführungsbauwerken regelmäßige Anwendung, insbesondere in Spanien, Italien oder auch in Frankreich. Für Ende 2016 ist zu diesem Anwendungsbereich eine Veröffentlichung der Fédération internationale du béton (fib) mit dem Titel „Precast Segmental Bridges“ in der Kategorie „Guide to Good Practice“ vorgesehen. Bei Windenergieanlagen hingegen, deren Türme zumindest abschnittsweise in Beton errichtet werden, ist auch in Deutschland die Segmentbauweise, bei der Ringe oder Halbbringe gegeneinander vorgespannt werden, von großer Bedeutung. Viele Hersteller von Vorspannsystemen erzielen mittlerweile große Umsätze auf diesem Gebiet.

3 Geschichtliche Entwicklung

Das Prinzip der Verbesserung des Tragverhaltens von Bauteilen durch eine Vorspannung wird vermutlich seit Jahrtausenden benutzt. *Leonhardt* [69]

verweist dazu auf Schweizer Forschungsarbeiten, die aus entsprechenden Darstellungen des Schiffbaus in Ägypten um 2700 v. Chr. auf eine Längsvorspannung der hochseetauglichen Schiffe schließen. So wie die Entwicklung der Stahlbetonbauweise dem französischen Gärtner und Unternehmer *Joseph Monier* zugeschrieben wird, der sich ab 1867 zunächst drahtbewehrte Blumenkübel und in der Folge verschiedenste bewehrte Betonbauteile in mehreren Ländern patentieren ließ, wird die Entwicklung des Spannbetons häufig mit dem Namen *Eugène Freyssinet* in Verbindung gebracht. Beide Bauweisen wurden allerdings von anderen Ingenieuren bereits früher angewendet. Im Fall des Stahlbetons sind der Engländer *W. B. Wilkinson* (1854) sowie die Franzosen *J. L. Lambot* (1855) und *F. Coignet* [38] zu nennen, welchen in den genannten Jahren nationale Patente für bestimmte Bauteile aus der Kombination von Eisen und Beton erteilt wurden. Im Jahr 1888 wurden vermutlich unabhängig voneinander in den Vereinigten Staaten von Amerika und dem Deutschen Reich Patente erteilt, die bereits das Grundprinzip des Spannbetons beinhalteten. Sowohl der Amerikaner *P. H. Jackson* als auch der Deutsche *C. F. W. Doehring* hatten erkannt, dass eine Vorspannung zu einer Verbesserung des Tragverhaltens von Betonbauteilen führt. So führt die Patentschrift DE 53548 von Doehring aus: „Setzt man zwei Körper von verschiedener Dehnbarkeit (in diesem Falle Mörtel und Eisen) gleichzeitig derselben Zugwirkung aus, so wird zunächst der weniger dehnbare Körper (Mörtel) zerrissen, der Zusammenhang des dehnbaren Körpers (Eisen) dagegen erst bei fortgesetzter Einwirkung des Zuges aufgehoben. Spannt man dagegen den dehnbaren

Körper vorher stark an (in diesem Falle durch ... Schrauben ...) und setzt ihn dann gleichzeitig mit dem unelastischen Körper derselben Zugwirkung aus, so werden beide gleichzeitig und nahezu gleich stark auf absolute Festigkeit beansprucht, sie werden also nahezu gleichzeitig zerrissen. Da nun zur gleichzeitigen Ueberwindung der Cohäsionen beider Körper eine größere Kraft notwendig ist, als zur Ueberwindung der Cohäsionen nach einander, so ergibt sich die größere Festigkeit ...“.

Dass sich die Spannbetonbauweise aber erst nach den Patenten FR 680547 und FR 36703 von *Freyssinet* für die Spannbettvorspannung durchsetzen konnte, hat mehrere Ursachen. Im ausgehenden 19. Jahrhundert hatten nur Stähle geringer Festigkeit und somit eingeschränkter elastischer Verformbarkeit für die Aufbringung der Vorspannung zur Verfügung gestanden. Außerdem war das zeitabhängige Verformungsverhalten (Schwinden und Kriechen) von Beton, das bei den gering vorgedehnten Bewehrungsstäben zum nahezu vollständigen Abbau der Vorspannung führt, weitgehend unbekannt. 30 Jahre nach den Patenten von *Jackson* und *Doehring* standen jedoch Stähle deutlich höherer Festigkeit zur Verfügung. So wurden für die Vorspannung der 1919 patentierten Wettsteinbretter (AT 95934) hoch vorgespannte Klaviersaiten verwendet, die zu dieser Zeit erstmals in großem Umfang durch Ziehen werkmäßig hergestellt wurden und Festigkeiten von bis zu 2.000 N/mm^2 aufwiesen. Obgleich *Wettstein* somit schon die richtigen Materialien einsetzte, konnte er die positive Wirkung der Vorspannung, die er zur Ausrichtung der Drähte benutzte, anfangs nicht erkennen oder zumindest nicht in seinen Patentansprüchen beschreiben. Ab 1905 wurde überwiegend in englischsprachigen Veröffentlichungen das Phänomen des Kriechens von Beton wissenschaftlich beschrieben und untersucht. Auch *Freyssinet* selbst hatte im Zuge seiner Tätigkeit bei einer Baufirma bereits ab 1911 das Verformungsverhalten von Beton unter Dauerlast beschrieben und ab 1926 mit eigenen Versuchen an Kriechkörpern wissenschaftlich untersucht. Neben seiner wissenschaftlichen Befähigung zeichneten *Freyssinet* aber auch unternehmerische Qualitäten aus. Er erkannte das Potenzial von Spannbeton und erwarb ab 1928 zunächst in Frankreich zahlreiche Patente, die er dann Schritt für Schritt auf

andere wichtige europäische Länder und Nordamerika ausweitete. *Monier*, der allerdings weniger von wissenschaftlichem als von unternehmerischem Ehrgeiz getrieben war, war im Fall des Eisenbetons ebenfalls so vorgegangen und hatte die von ihm entwickelten Bauteile in allen wichtigen europäischen Ländern patentrechtlich schützen lassen.

Neben der Spannbettvorspannung nach Bild 4, bei der die Spannstähle bereits vor dem Betonieren vorgespannt werden und ihre Kraft über Verbundspannungen auf den ausgehärteten Beton übertragen, entwickelte *Freyssinet* auch das Vorspannen mit nachträglichem Verbund. Dabei werden die Spannglieder in Hüllrohren geführt, die erst nach dem Erhärten des Betons vorgespannt werden und ihre Vorspannkraft am Ende über mechanische Verankerungen, wie in Bild 5 dargestellt, auf den Beton übertragen.

Damit waren zwei der drei heute im Spannbetonbau gebräuchlichen Verfahren in ihren Grundzügen entwickelt. Das dritte Verfahren, die verbundlose Vorspannung, greift den bereits 1888 von *Jackson* verfolgten Gedanken auf, vorgespannte Zugglieder ohne Verbund teilweise außerhalb des Betonquerschnitts zu führen, und wird 1934 in der Patentschrift DE 727429 beschrieben. *Dschinger* beansprucht darin gemäß Bild 6 ein „Eisenbetontragwerk ... mit in Form von Hängewerken ausgebildeten Zugankern aus Stahl, die außerhalb des Betonquerschnittes angeordnet sind und nach dem Erhärten des Betons angespannt werden, dadurch gekennzeichnet, dass die hängewerkartigen, zweckmäßig zwischen den Eisenbetonbalken des Tragwerkes angeordneten Zuganker sich innerhalb des durch die Konstruktionshöhe des Balkens begrenzten Raumes befinden ... und sich auf Querwände der Eisenbetonbalken abstützen. Die Abstützung der Zuganker auf die Querwände ist nach Art von beweglichen Auflagern ausgebildet, durch deren Beweglichkeit der Spannungszustand des Tragwerkes beim erstmaligen Anspannen der Zuganker, das gleichzeitig mit dem Ausrüsten der Eisenbetonbalken erfolgt, und bei dem erforderlich werdenden späteren Nachspannen regelbar ist.“ Im Gegensatz zu den von *Freyssinet* patentierten Verfahren, die im Hinblick auf die durch Schwinden und Kriechen zu erwartenden Spannkraftverluste den Einsatz hoch-

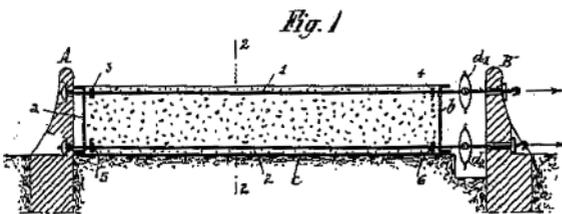


Bild 4. Spannbett aus dem ersten Spannbetonpatent FR 680547A von *Freyssinet*

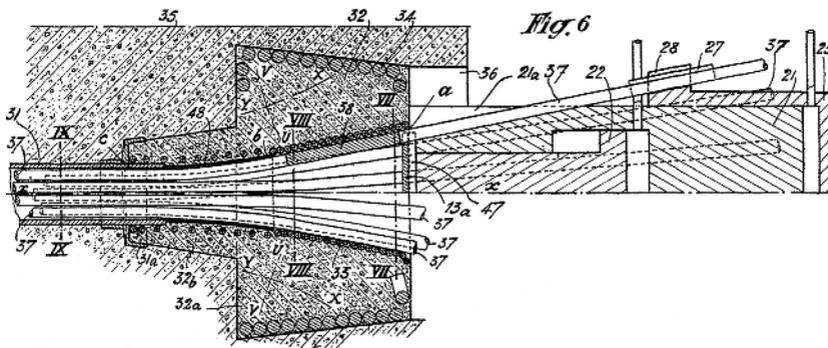


Bild 5. Spangliedverankerung für Vorspannung mit nachträglichem Verbund aus dem Patent AT 168420B von Freyssinet

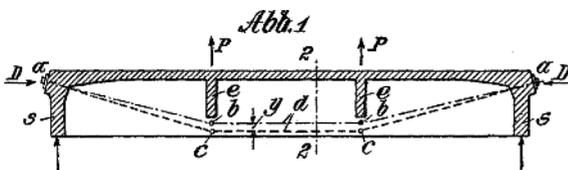


Bild 6. Eisenbetontragwerk mit in Form von Hängewerken ausgebildeten Zugankern aus Stahl nach Dischingers Patent DE 727429A

fester Stähle mit entsprechend hohem Verformungsvermögen vorsahen, sollte der Abfall der Vorspannkraft bei dem Verfahren von Dischinger mit verbundloser, außerhalb des Betonquerschnitts geführter Vorspannung durch die Nachspannbarkeit der Zuganker ausgeglichen werden. Dischingers Vorstellung zufolge konnten insofern Zugglieder aus Baustählen normaler Güte eingesetzt werden.

Eine differenzierte Abhandlung der Entwicklung des Spannbetonbaus im geschichtlichen Kontext bis 1945 erfolgt durch Grote und Marrey [49]. Nach dem Zweiten Weltkrieg setzte eine rasante Entwicklung des Spannbetonbaus ein. Die Einführung von Bemessungs- und Ausführungsnormen schuf dafür die Voraussetzungen. So wurde in Deutschland im Jahr 1953 die erste Ausgabe der DIN 4227 eingeführt, an der seit 1943 im Rahmen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton gearbeitet worden war. Ausgehend von den deutschen Regelungen wurde in Österreich 1960 die Richtlinie „Bemessung und Ausführung von Spannbetontragwerken“ eingeführt. Die erste schweizerische Norm, die Anforderungen an Spansysteme enthielt, war die 1956er-Ausgabe der SIA 162.

Auch die auf dem Gebiet des Spannbetonbaus in Europa Tätigen organisierten sich zusehends. Ab 1950 fanden erste Fachtagungen statt. Bereits 1952 wurde die Fédération internationale de la précontrainte (FIP) gegründet. Zahlreiche Mitglieder dieser

Vereinigung gehörten gleichzeitig auch dem ein Jahr später ins Leben gerufenen Comité européen du béton (CEB) an. 1970 wurden die von einer aus beiden Gremien besetzten Gruppe erarbeiteten „CEB-FIP International Recommendations“ herausgegeben, die Bemessungsansätze und Konstruktionsprinzipien für unbewehrten, bewehrten und vorgespannten Beton enthielten. Ebenfalls für diesen Anwendungsbereich veröffentlichten die beiden Vereinigungen 1978 und 1990 gemeinsam den für die Normung richtungsweisenden, auf aktuellen wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhenden Model Code. Der Zusammenschluss von FIP und CEB zur fib (Fédération internationale du béton) im Jahr 1998 war die logische Konsequenz der jahrzehntelangen engen Zusammenarbeit beider Vereinigungen. Rombach [94] führt darüber hinaus dazu aus: „Dieser Zusammenschluss symbolisierte auch eine neue Denkweise. Bis dahin wurde der Spannbeton als besonderer Baustoff aufgefasst, und hierfür wurden spezielle Rechenvorschriften entwickelt. Heutzutage wird eine vorgespannte Konstruktion als ein Betontragwerk betrachtet, das durch die ständige Einwirkung der Vorspannung zusätzlich beansprucht wird.“ Dies kommt dadurch zum Ausdruck, dass der Anwendungsbereich der EN 1992 wie auch der von der fib 2010 herausgegebene Model Code 2010 sowohl unbewehrten und bewehrten als auch vorgespannten Beton umfassen.

Schon kurz nach dem Zweiten Weltkrieg setzte auch die Entwicklung zahlreicher Spannverfahren ein. Viele der großen Bauunternehmen (Dywidag, Philip Holzmann, Hochtief, Grün & Bilfinger, Heilmann & Littmann, C. Baresel, Wayss & Freytag, Polensky & Zöllner) konnten ab den 1960er-Jahren auf eigene zugelassene Spannverfahren zurückgreifen. Darüber hinaus gibt es eigenständige Verfahren von auf die Vorspanntechnologie spezialisierten Unternehmen (BBRV/SUSPA, VSL), von im Brückenbau tätigen Ingenieuren (*Baur/Leonhardt*) und von Spannstahlherstellern (Hüttenwerk Rheinhauten). Die leistungsfähigen Spannverfahren ließen neue wirtschaftliche Bauverfahren im Brückenbau wie den Freivorbau und das Taktstriben zu.

Der schnelle Aufstieg der Spannbetonbauweise brachte jedoch auch gewisse Probleme mit sich, die auf noch unzureichendes Wissen, mangelhafte Ausführung oder die ungenügende Eignung der eingesetzten Materialien zurückzuführen sind. So führte die vereinfachte Abbildung der lokalen Verhältnisse im Bereich von Koppelfugen bei Spannbetonbrücken dazu, dass sich Risse öffneten und die daraus resultierenden höheren Beanspruchungen auf die Spannglieder im Bereich von Kopplungen zu Ermüdungsbrüchen führten. Auch die unzureichende Erfassung von Beanspruchungszuständen wie z. B. Zwang infolge Temperatur ist auf damals noch mangelndes Wissen zurückzuführen. Spektakuläre Schäden wie der durch eine unsachgemäße Verpressung der Hüllrohre ausgelöste Einsturz der Berliner Kongresshalle offenbarten die Sensibilität der Bauweise, die verfahrensbedingt bevorzugt bei komplexen, hochbeanspruchten Bauwerken zum Einsatz kommt. Neben vergüteten Spannstählen mit erhöhter Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrissskorrosion ist auch der Einsatz von Tonerdeschmelzement bei der Herstellung von vorgespannten Fertigteilen ein Beispiel für die Anwendung von ungeeignetem Material bei Spannbetonbauteilen. Dieser Zement zeichnet sich durch eine hohe Frühfestigkeit aus, ist aber wegen der rasch voranschreitenden Karbonatisierung und dem damit einhergehenden Verlust des Korrosionsschutzes der Stahlbewehrung sowie der langfristig auftretenden erheblichen Festigkeitsreduktion ungeeignet für die Kombination mit Spannstahl.

Der Problematik ungeeigneter Werkstoffe war am einfachsten durch einen Verzicht auf deren Einsatz im Spannbetonbau zu begegnen. Auf die mangelhafte Verfüllung der Hüllrohre wurde mit Verbesserungen beim Verpressmörtel, den eingesetzten Geräten und Verfahren sowie einer Ausführungsüberwachung reagiert. Außerdem eröffnete die heute vielfach angewendete verbundlose Vorspannung neue Möglichkeiten hinsichtlich der Überwachung der Spannglieder bis hin zu deren Austausch. Das unzureichende Wissen bezüglich der Rissbildung bei Spannbetonbauteilen wurde durch einschlägige

Forschungsarbeiten ergänzt und sukzessive in die Regelwerke für Bemessung und Konstruktion eingearbeitet. So wurden in DIN 4227 die Vorgaben zur Aufnahme von Zugspannungen durch Bewehrung fortlaufend angepasst bis zur Einführung der Robustheitsbewehrung, durch die der Grundsatz „Riss vor Bruch“ sichergestellt und somit ein sprödes Versagen ohne Vorankündigung ausgeschlossen werden soll. Bei Spanngliedern mit Verbund kann ein Teil des Spannstahlquerschnitts auf diese Robustheitsbewehrung angerechnet werden. Bei Spanngliedern ohne Verbund muss die Robustheitsbewehrung vollständig aus Betonstahl bestehen, der im Wesentlichen erst bei einsetzender Rissbildung aktiviert wird. Der ursprünglich initiale Gedanke der Vorspannung von *Doehring*, den spröden, zugbeanspruchten Beton und die in hohem Maß verformbare Bewehrung durch die Vorspannung gleichzeitig zum Versagen zu bringen und so eine Erhöhung der Tragfähigkeit zu erreichen, wird dadurch zugunsten einer Versagensankündigung aufgegeben.

Mit der Einführung der Eurocodes wurden die Bemessungs- und Konstruktionsregeln in Europa weitgehend harmonisiert, wobei über die nationalen Anhänge die jeweils speziellen Anforderungen in den einzelnen Ländern Berücksichtigung finden können. Der Eurocode 2 wurde in Österreich 2009 und in Deutschland 2012 verbindlich eingeführt. Lediglich in der Schweiz gibt es nach wie vor für den Betonbau nationale Normen. Der Schweizer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) äußert sich auf seiner Homepage im Juni 2016 wie folgt zur aktuellen Situation in der Schweiz: „Die Übernahmepflicht wird hier – im Gegensatz zu den Produktnormen – einen ganz erheblichen Einfluss auf das Normenwerk des SIA haben. Aus diesem Grund wurde 1999 das Projekt Swisscodes ins Leben gerufen. Dessen Ziel ist die Entwicklung einfacher, praxistauglicher Tragwerksnormen für die Schweiz, die mit den Eurocodes kompatibel sind. Eurocodes dürfen auch in der Schweiz angewendet werden. Allerdings müssen in diesem Fall die national zu bestimmenden Parameter (NDP) zwischen Planer und Bauherr projektbezogen vereinbart werden. Das Projekt zu einer schweizweiten Festlegung dieser Parameter wurde vom SIA vorerst aufgegeben.“

Auch das nationale Zulassungswesen für die Spannverfahren wurde durch die Erteilung Europäischer Technischer Zulassungen bzw. Europäischer Technischer Bewertungen (ETA: European Technical Approval bzw. European Technical Assessment) auf der Grundlage einheitlicher Leitlinien weitgehend abgelöst. Lediglich im Bereich der Spannstähle und Betonstähle konnten die Regelungen bislang nicht aus dem Entwurfsstadium heraus zu harmonisierten Normen entwickelt werden, sodass nach wie vor nationale Regelwerke oder Zulassungen die Grundlage für die Anwendung bilden.

4 Arten der Vorspannung

Für die verschiedenen Anwendungsbereiche wurden verschiedene Methoden der Aufbringung der Vorspannung mit Spanngliedern entwickelt, die nach den Verbundeigenschaften der Spannglieder, dem Zeitpunkt der Aufbringung der Vorspannung auf die Spannglieder und der Lage der Spannglieder im Querschnitt unterschieden werden. Bild 7 gibt einen Überblick über die heute gebräuchlichen Arten der Vorspannung mit Spanngliedern.

Die in DIN 4227 übliche Unterscheidung (volle, beschränkte und teilweise Vorspannung) nach dem Vorspanngrad bzw. der Höhe der unter bestimmten Beanspruchungskombinationen auftretenden Betonzugspannungen ist heute nicht mehr gängig. Bei voller Vorspannung waren dabei keine Zugspannungen zugelassen (Vermeidung der Dekompression), bei beschränkter Vorspannung waren Zugspannungen unterhalb der Zugfestigkeit des Betons erlaubt. Geringere Vorspanngrade, die zu höheren Zugspannungen führten, wurden als teilweise Vorspannung bezeichnet. An die Stelle der Wahl des Vorspanngrads ist der Nachweis der Beschränkung der rechnerischen Rissbreite bzw. der Nachweis der Dekompression im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit getreten, um der ggf. unvermeidbaren Rissbildung bei Spannbetonbauteilen im Hinblick auf Anforderungsklassen Rechnung zu tragen (vgl. Abschnitt 9.3.4.4).

Neben dem Einsatz von Spanngliedern gibt es auch noch andere Möglichkeiten, Betonbauteile vorzuspannen, darunter die Aufbringung einer Vorbelastung auf bestimmte Teile des Bauwerks, z. B. die Stahlträger bei Verbundbauwerken oder die Veränderung der Lagerungsbedingungen, z. B. Stützensenkung/-hebung. Die Höhe der Vorspannung ist bei diesen Verfahren aber schwierig einzustellen, da sie von der meist nicht exakt quantifizierbaren Steifigkeit der Konstruktion bzw. ihrer Teile abhängt. Insofern ist auch die Kompensation der Schwind- und Kriechverluste schwer zu beherrschen. Derartige Verfahren spielen insofern bei der Errichtung von Ingenieurbauwerken keine große Rolle.

Bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund (Spannbettvorspannung) werden meist geradlinig innerhalb einer Schalung verlaufende Spanndrähte oder -litzen vor dem Betonieren mithilfe von stationären Spannpressen gegen feste Widerlager angespannt. Gegebenenfalls können Relaxationsverluste im Spann Stahl vor dem Betonieren durch Nachspannen ausgeglichen werden. Nach dem Betonieren werden die Spannpressen abgelassen und die Vorspannung wird durch die kraftschlüssige Verbindung (Verbund) zwischen Beton und Spannglied auf das Betonbauteil übertragen. Die volle Vorspannkraft wirkt nur in dem zwischen den Eintragungslängen gelegenen Bereich auf den Betonquerschnitt. Der Korrosionsschutz der Spannstähle wird durch die vollständige Einbettung in den Bauteilbe-

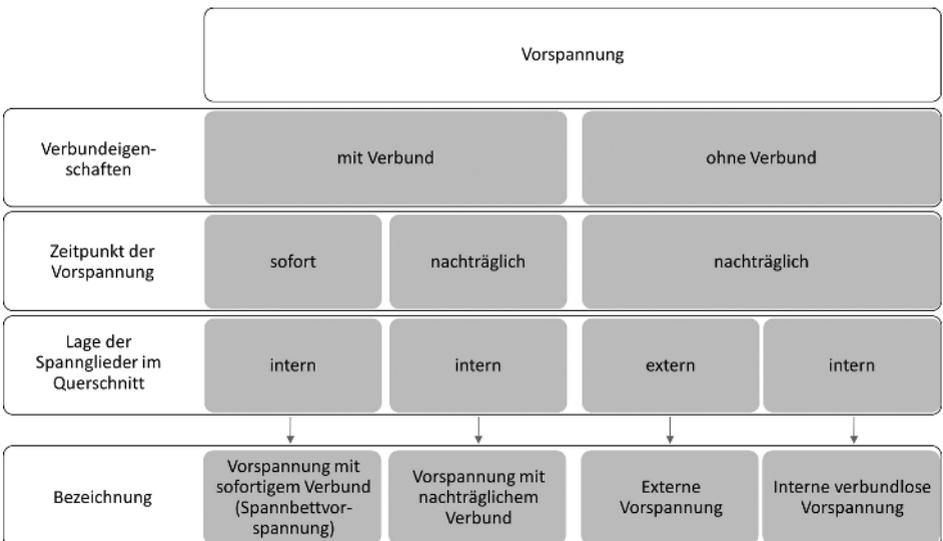


Bild 7. Gebräuchliche Arten der Vorspannung mit Spanngliedern



Bild 8. Spannbett (Foto: PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co. KG)

ton mit hinreichenden Betondeckungen gewährleistet (vgl. Abschnitt 9.4.2). Das Verfahren wird in Fertigteilwerken zur Herstellung von vorgespannten Balken, Platten, Stützen, Masten und Pfählen oder auch Bahnschwellen eingesetzt. Ein Spannbett, wie in Bild 8 dargestellt, kann eine Länge von bis zu 200 m aufweisen, sodass insbesondere bei der Serienfertigung mehrere vorgespannte Bauteile zugleich in der Schalung hintereinander liegend hergestellt werden können. Alternativ können auch lange Bauteile hergestellt werden, die nachträglich an beliebigen Stellen durchtrennt werden. An allen Enden der so entstehenden Fertigteile verankern sich die Spannstähle jeweils über Verbund.

Die Vorspannung von Bauteilen mit nachträglichem Verbund wird überwiegend im Ortbetonbau bei Biegeträgern eingesetzt. Sie kann jedoch auch ergänzend bei bereits vorgespannten Fertigteilen, die im Spannbett gefertigt wurden, angewendet werden. Die Spannlieder verlaufen zunächst ohne Verbund in Hüllrohren und werden erst gegen den bereits erhärteten Bauteilbeton angespannt. Entweder werden komplett werkmäßig vormontierte Spannlieder (siehe Bild 9) oder nur Hüllrohre eingebaut, in die nach dem Aushärten des Betons die Zuglieder (Litzen, Drähte, Stäbe) eingebaut werden. Die Spannlieder verlaufen meist gekrümmt, um eine möglichst günstige statische Wirkung der Vorspannung zu erzeugen. Dadurch entstehen infolge der Vorspannung Reibungs- und Umlenkkräfte. Die Verankerung erfolgt entweder an beiden Enden des Spannlieds mit mechanischen Komponenten oder kann, sofern nur von einem Ende aus vorgespannt wird, am Festanker über eine Verbundverankerung erfolgen. Da diese Spannlieder meistens für höhere Vorspannkräfte ausgelegt sind und deshalb aus

mehreren Litzen oder Drähten bestehen, sind die Lasteintragungsbereiche an den Verankerungen besonders auszubilden (vgl. Abschnitt 9.4). Dazu werden besondere Verankerungselemente einbetoniert und lokal hoch konzentrierte Bewehrungsanordnungen vorgesehen.

Bei den Verfahren der Vorspannung mit nachträglichem Verbund wird der Korrosionsschutz durch das Verpressen der Hüllrohre mit Zementmörtel auf der Baustelle hergestellt. Das Verfahren ist zeit- und kostenaufwendig in der Ausführung und Überwachung, witterungsabhängig und fehleranfällig. Dies führte in den 1990er-Jahren zur Entwicklung von Spannliedern mit werkmäßig hergestelltem Korrosionsschutz. Bei diesen Spannliedern werden vor-



Bild 9. Werkmäßig vorgefertigte Spannlieder für nachträglichem Verbund

nehmlich Litzen oder Drähte in Hüllrohren aus HDPE (High Density Polyethylen) geführt, die bereits im Werk mit Korrosionsschutzfett oder -wachs verfüllt werden, wodurch eine hohe Qualität des Korrosionsschutzes sichergestellt werden kann. Als besonders vorteilhaft für verschiedene Anwendungen haben sich die in Bild 10 dargestellten Monolitzen erwiesen. Bei diesem System hat jede Einzellitze einen eigenen Schutzmantel aus HDPE, der werkmäßig mit Korrosionsschutzfett oder -wachs verfüllt ist. Für bestimmte Anwendungen werden mehrere dieser Monolitzen nebeneinander in Bändern angeordnet, die durch einen zweiten HDPE-Mantel zusätzlich gegen mechanische Beschädigung, z. B. an Umlenkstellen, und Korrosion geschützt werden. Mehrere dieser Bänder wiederum können für größere Spannlieder zu kompakten Spannliederquerschnitten zusammengefasst werden.

Monolitzen-spannlieder werden sowohl für externe Vorspannung als auch für interne, verbundlose Vorspannung eingesetzt. Für Sonderanwendungen der verbundlosen Vorspannung gibt es auch andere Zugglieder mit werkmäßigem Korrosionsschutz, z. B. epoxidharzbeschichtete Spannstahllitzen.

In Deutschland war früher die externe Vorspannung im Brückenneubau nicht allgemein zugelassen. Etwa seit der Jahrtausendwende werden dort jedoch Hohlkastenbrücken grundsätzlich auch mit externen Spannliedern errichtet. Während dabei für Straßenbrücken mit Kastenquerschnitt ab April 2000 die Bauweise als Regelbauweise gesehen wird und mindestens 20% externe Vorspannung in jedem Querschnitt gefordert werden, schränken die einschlägigen Vorschriften der Bahn die planenden Ingenieure beim Entwurf einer projektspezifisch in technischer und wirtschaftlicher Sicht optimierten Vorspannung nicht ein. Die nur an den Verankerungen und den Umlenkstellen mit dem Betonquerschnitt verbundenen externen Spannlieder liegen

zwingend innerhalb der Umhüllenden des Betonquerschnitts. Die Umlenkungen werden so gewählt, dass sich die Biegemomente aus ständigen Einwirkungen und der Vorspannung weitgehend kompensieren. Meist werden Hohlkastenbrücken nicht ausschließlich mit externen Spannliedern vorgespannt, sondern es wird eine Mischbauweise gewählt, bei der die externen Spannlieder im Hohlkasten entweder mit Spannliedern mit nachträglichem Verbund oder internen verbundlosen Spannliedern in der Boden- und Fahrbahnplatte kombiniert werden. Dabei werden aus Gründen der Wirtschaftlichkeit die externen Spannlieder im Regelfall als lange, umgelenkte Einheiten (bis etwa 200 m) nach Fertigstellung des gesamten Überbaus für den Endzustand eingebaut, während die Vorspannung in den Bauzuständen durch gerade Spannstränge mit nachträglichem Verbund realisiert wird.

5 Baustoffe

5.1 Allgemeines

Bei Spannbetonbauteilen kommen ausschließlich genormte bzw. zugelassene Baustoffe zur Anwendung. Beton und Betonstahl entsprechen den Anforderungen, die auch hinsichtlich der Anwendung bei Stahlbetonbauteilen an diese Baustoffe gestellt werden. Es kommen also keine speziellen Betone oder Betonstähle bei Spannbetonbauteilen zum Einsatz. Für Spannstähle, Verankerungen und Kopplungen, Hüllrohre und Impressmörtel gibt es ergänzende, spezielle Festlegungen in harmonisierten europäischen oder nationalen Normen sowie europäischen technischen Zulassungen bzw. Bewertungen und nationalen Zulassungen.

Da Spannbetonbauteile durch ihre Vorspannung ständig hohen Beanspruchungen ausgesetzt sind, kommt dem zeit- und beanspruchungsabhängigen

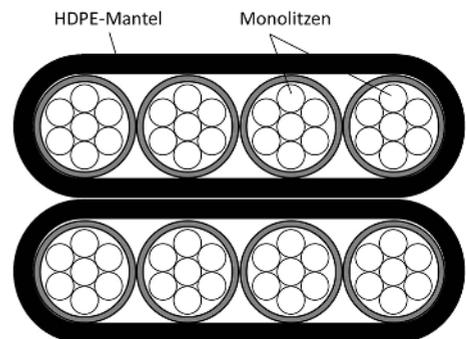
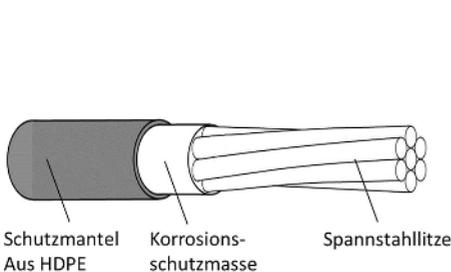


Bild 10. Monolitzen und Monolitzenbänder (Querschnitt)

Verhalten des Betons, dem Schwinden und Kriechen, besondere Bedeutung zu. Unter Schwinden versteht man die zeitabhängige, aber weitgehend spannungsunabhängige Volumenverkleinerung des Betons infolge Feuchtigkeitsabgabe. Die gegenläufige Volumenvergrößerung infolge Feuchtigkeitsaufnahme wird als Quellen bezeichnet. Aufgrund der Verhältnisse bei der Herstellung von Ortbetonbauteilen und Fertigteilen werden üblicherweise nur die Effekte infolge der Feuchtigkeitsabgabe, also das Schwinden des Betons, betrachtet.

Das spannungsabhängige Verformungsverhalten von Beton über die Zeit wird in den Bemessungsnormen als Kriechen beschrieben. Darunter versteht man die zeitabhängige Verformungszunahme des Betons unter einer konstanten Spannung.

Auch das zeit- und spannungsabhängige Verhalten des Spannstahls wird in den Bemessungsnormen erfasst (vgl. Abschnitt 8.2.1). Anders als beim Beton wird mit der Relaxation der Spannungsabfall bei konstanter Dehnung des Spannstahls beschrieben. Die Beschreibungen des Betonkriechens und der Spannstahlrelaxation stellen allerdings nur Modelle für Abschätzungen dar, die auf entsprechenden experimentellen Untersuchungen beruhen, da weder die Druckspannungen im Beton noch die Spannstahldehnung über die Zeit konstant bleiben, sondern interaktiv voneinander abhängen. Meist wird diese Interaktion nicht durch eine inkrementelle Berechnung unter Einhaltung von Verträglichkeitsbedingungen, sondern mit auf der sicheren Seite liegenden Näherungsansätzen berücksichtigt.

Bild 11 zeigt den zeitabhängigen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung für das Betonkriechen und die Spannstahlrelaxation.

5.2 Beton

Alle Spannverfahren können in Kombination mit Beton nach EN 206-1 angewendet werden. Neben den nationalen Fassungen dieser Norm gelten in Deutschland und Österreich zusätzlich die Anwendungsregeln DIN 1045-2 bzw. ÖNORM B 4710-1. Prinzipiell können neben Bauteilen aus Normalbeton auch Bauteile aus Leichtbeton, Schwerbeton, hochfestem Beton ($f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{lck} > 50 \text{ N/mm}^2$) und ultrahochfestem ($f_{ck} > 130 \text{ N/mm}^2$) Beton vorgespannt werden. Entsprechend den Zulassungsgrundsätzen nach ETAG 013 [35], die für die Durchführung der experimentellen Untersuchungen zur Lastübertragung auf das Bauteil Prüfkörper aus Normalbeton vorsieht, enthalten die erteilten nationalen und europäischen Zulassungen bislang zumeist eine Beschränkung auf Normalbeton. Jedoch waren in jüngerer Vergangenheit einzelne Verfahren auch für die Anwendung in Kombination mit Leichtbeton, der ein geschlossenes Gefüge und mindestens die Rohdichteklasse D1,2 aufweist, zugelassen.

Die für die Bemessung erforderlichen Materialkennwerte wie Zug- und Druckfestigkeit, Grenzwerte für die Dehnung, Elastizitätsmodul sowie Spannungs-Dehnungs-Linien und Ansätze zur Ermittlung der Schwind- und Kriechverformungen können den Bemessungsnormen entnommen werden. Für die explizite Ermittlung der Schwind- und Kriechverformungen stellt die Schweizer Norm SIA 262 ein im Anwendungsbereich beschränktes Verfahren zur Verfügung, wohingegen die in Deutschland und Österreich eingeführte EN 1992 rechnerische Ansätze und Nomogramme zur Ermittlung der zeitabhängigen Verformungen im gesamten Anwendungsbereich der Norm enthalten.

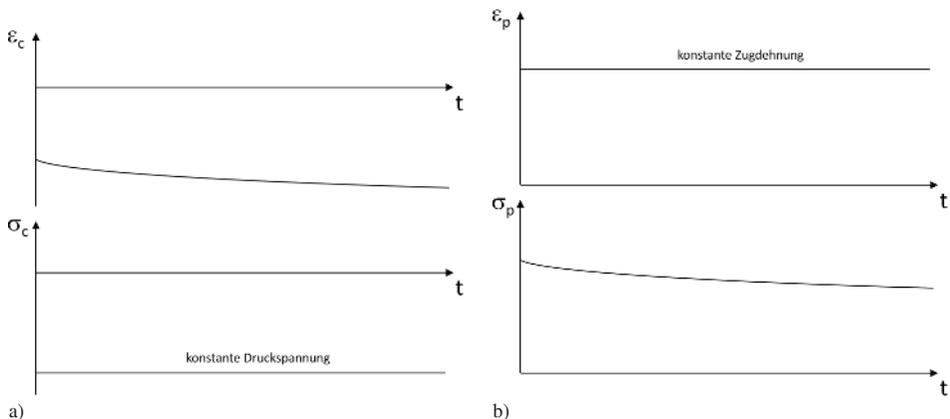


Bild 11. a) Betonkriechen, b) Spannstahlrelaxation

Beim Aufbringen der Vorspannung ist eine hinreichende Betonfestigkeit von entscheidender Bedeutung. So wird für die Aufbringung der vollen Vorspannkraft für Spannglieder mit nachträglichem Verbund und Spannglieder ohne Verbund ein Mindestwert der Betondruckfestigkeit im Zulassungsbescheid angegeben. Dieser Mindestwert wird anhand der im Rahmen des Zulassungsverfahrens nach ETAG 013 [35] durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Lastübertragung auf das Bauwerk festgelegt. Sobald eine Festigkeit von wenigstens 50 % dieses Mindestwerts erreicht wurden, kann eine Teilvorspannung, z. B. zur Vermeidung von Zwang- und Schwindrissen, aufgebracht werden. Die Festigkeit ist als Mittelwert der Druckfestigkeit an mindestens drei Prüfyzylindern oder Würfeln nachzuweisen, die unter den gleichen Bedingungen wie das vorzuspannende Bauteil zu lagern sind, wobei die drei Einzelwerte um höchstens 5 % voneinander abweichen dürfen. Für die Vorspannung mit sofortigem Verbund enthält EN 1992 einen entsprechenden Grenzwert für die ausnutzbaren Betondruckspannungen.

Weiterführende Literatur zu den für Spannbetonbauteile relevanten Betoneigenschaften enthalten [50, 107, 109].

5.3 Betonstahl

Betonstähle werden als Wendel- und Zusatzbewehrung im Bereich von Spanngliedverankerungen eingesetzt. Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle erwähnt, dass für einzelne Spannverfahren auch Wendelbewehrungen aus glattem Rundstahl nach EN 10060 in Verbindung mit EN 10025-2 vorgesehen sind. Mit Ausnahme von speziellen Anwendungen bei der Herstellung von Fertigteilen, für die Betonstähle in Ringen mit glatter oder profilierter Oberfläche Verwendung finden, werden in Deutschland, Österreich und der Schweiz ausschließlich gerippte Betonstähle oder im Verbundverhalten gleichwertige Gewindestäbe eingesetzt. Da die europäische Norm EN 10080 „Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl“ infolge formeller Einwände im Jahr 2006 wieder aus dem Verzeichnis harmonisierter Normen im Amtsblatt der Europäischen Union gestrichen wurde, erfolgt der Einsatz von Betonstahl in diesen Ländern auf der Grundlage nationaler Normen (DIN 488), der europäischen Norm EN 10080 in Verbindung mit nationalen Anwendungsregeln (ÖNORM B 4707) oder nationaler Fassungen dieser europäischen Norm (SN EN 10080). In Deutschland gibt es darüber hinaus vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) ausgestellte nationale Zulassungen für Betonstähle, die z. B. hinsichtlich des Durchmessers oder der Streckgrenze nicht in DIN 488 geregelt sind. Diese allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen enthalten insofern auch entspre-

chende Anforderungen an das Produkt und geben Hinweise zur Bemessung und Ausführung. Betonstahl wird in Form von Stäben, Ringen oder Betonstahlmatten geliefert.

Trotz der stark unterschiedlichen Organisation dieses Bereichs werden in den drei Ländern letztendlich die gleichen Produkte eingesetzt, da der Markt von einem nahezu identischen Herstellerkreis bedient wird. Die Durchmesser der Betonstähle liegen zwischen 4 mm und 50 mm, für Anwendungen in der Geotechnik werden Betonstähle und Gewindestäbe bis zu einem Durchmesser von 63,5 mm eingesetzt. Die Streckgrenzen liegen zwischen 500 N/mm² und 670 N/mm². Es werden beinahe ausschließlich Stähle der Duktilitätsklassen A und B eingesetzt.

In Österreich stellen das Österreichische Institut für Bautechnik (OIB) bzw. die Registrierungsstellen in den Ländern für das Bauprodukt Betonstahl Registrierungsbescheinigungen (früher: Zulassungen) aus, die eine Übereinstimmung mit ÖNORM B 4707 bestätigen. Die Inhaber dieser Bescheinigungen können auf der Homepage des OIB aus der UA-Datenbank ersehen werden. Darüber hinaus gibt das auf der Homepage des österreichischen Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie (bmvit) veröffentlichte Verzeichnis „Zulassungen Betonstahl“ aus Bauherrensicht Auskunft über die Verwendbarkeit von Bauprodukten einzelner Hersteller auf dem Gebiet des Ingenieurbaus im Bereich der österreichischen Bundesstraßen. Für die Schweiz können die aktuell im Zusammenhang mit den Bemessungsnormen SIA 262 und SIA 262/1 einsetzbaren Betonstähle, deren Eigenschaften somit SN EN 10080 entsprechen, einem Register entnommen werden, das der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein (SIA) auf seiner Homepage veröffentlicht. In Deutschland können die Hersteller von Betonstählen mit Übereinstimmungszertifikat nach DIN 488 bzw. nach nationalen bauaufsichtlichen Zulassungen den regelmäßig aktualisierten Betonstahlverzeichnissen auf der Homepage des DIBt entnommen werden.

Die bereits in den benachbarten Ländern Deutschland, Österreich und Schweiz sowie darüber hinaus uneinheitliche Situation im Hinblick auf die jeweils national eingesetzten Betonstähle bedingt, dass die aktuellen Europäischen Technischen Zulassungen bzw. Bewertungen keine einheitliche Beschreibung der für die Wendel- und Zusatzbewehrung einzusetzenden Bewehrung enthalten. So wird beispielsweise in den vom OIB ausgestellten Europäischen Technischen Zulassungen für die Wendel- und Zusatzbewehrung lediglich gerippter Bewehrungsstahl mit einer Streckgrenze $\geq 500 \text{ N/mm}^2$ ohne Verweis auf eine Norm gefordert, wohingegen die vom DIBt ausgestellten Europäischen Technischen Zulassungen Betonstahl nach EN 10080 fordern. Die

ebenfalls vom DIBt für die Anwendung der Europäischen Technischen Zulassungen ausgestellten Anwendungszulassungen hingegen fordern den Einsatz von Betonstahl B500A oder B500B nach DIN 488-1.

Auf die Eigenschaften von Betonstählen wird ausführlich in [96, 109] eingegangen.

5.4 Spannstahl

Ähnlich wie bei Betonstahl stellt sich auch die Lage bezüglich des Spannstahls in Deutschland, Österreich und der Schweiz dar. Die Europäische Norm EN 10138 (Spannstähle) liegt nur in einer Entwurfsfassung (prEN) aus dem Jahr 2000 vor und wurde deshalb noch nicht in das Verzeichnis harmonisierter Normen aufgenommen. Sie umfasst glatte und profilierte Drähte im Durchmesserbereich 3 mm bis 10 mm, glatte und profilierte Dreidraht-, Siebendraht- und kompaktierte Siebendrahtlitzen mit Durchmessern von 5,2 mm bis 18 mm sowie glatte Stäbe und Gewindestäbe mit einem Durchmesser von 15 mm bis 50 mm (vgl. Bild 12). Die Zugfestigkeiten der in diesem Normentwurf erfassten Stähle liegen für Drähte zwischen 1.570 N/mm² und 1.860 N/mm², für Litzen zwischen 1.700 N/mm² und 2.160 N/mm² und für Stäbe zwischen 1.030 N/mm² und 1.230 N/mm². Für Litzen sind zwei Klassen bezüglich der Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrissskorrosion vorgesehen.

In der Schweiz wird der Normentwurf prEN 10138 angewendet. In Österreich existiert mit ÖNORM B 4758 aus der ÖNORM-Reihe 4700 eine eigenständige, dem Eurocode nicht entgegenstehende nationale Norm, die Anforderungen, Klassifizierung und den Konformitätsnachweis für einen gegenüber prEN 10138 eingeschränkten Gültigkeitsbereich mit teilweise abweichenden Anforderungen entsprechend den nationalen Erfordernissen für Spannstähle regelt. Nach der ebenfalls nationalen

Norm ÖNORM B 4759 für Spannsysteme sind Spannstähle nach ÖNORM B 4258 (bzw. dem Nachfolgedokument ÖNORM B 4758) oder der Österreichischen Ausgabe der prEN 10138 einzusetzen. Nach der in Österreich in Verbindung mit ÖNORM B 1992-1-1 eingeführten EN 1992-1-1 hingegen sind Spannverfahren mit Europäischer Technischer Zulassung einzusetzen. Die Europäischen Technischen Zulassungen wiederum sehen ausschließlich den Einsatz von Spannstählen nach EN 10138 vor.

In Deutschland werden die Regelungen der Europäischen Technischen Zulassungen durch nationale Anwendungszulassungen in der Weise ergänzt, dass die für Spannlieder eingesetzten Spannstähle generell (national) allgemein bauaufsichtlich zugelassen sein müssen.

Die in Deutschland für Spannlieder einsetzbaren Spannstähle können dem Verzeichnis der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen im Zulassungsbereich Spannstähle entnommen werden, das auf der Homepage des DIBt fortlaufend aktualisiert wird. Wie bei den Betonstählen können die Inhaber von Zulassungen bzw. Registrierungsbescheinigungen in Österreich aus der ÜA-Datenbank des OIB bzw. aus dem vom bmvt veröffentlichten Verzeichnis „Zulassungen Spannstahl“ ersehen werden. In der Schweiz wird derzeit die Einführung eines Registers für normkonforme Spannstähle, ähnlich dem Register für Betonstähle, diskutiert.

Anders als beim Betonstahl, bei dem unterhalb der Proportionalitätsgrenze im Laufe der Zeit keine merkliche Abnahme der Spannung bei vorgegebener, konstanter Dehnung eintritt, kann die Relaxation des Spannstahls bei Normaltemperaturen nicht vernachlässigt werden. Das Relaxationsverhalten der Spannstähle hängt maßgeblich von der Temperatur ab. Experimentelle Untersuchungen werden nach den entsprechenden Teilen der EN 15630 unter einer konstanten Dauertemperatur von 20°C durchgeführt. Diese Temperatur liegt deutlich über den in Mitteleuropa auftretenden Jahresmitteltemperaturen, sodass die dabei ermittelten Spannungsverluste für Temperaturen, die in Bauteilen klimabedingt auftreten, gelten können. Im Hinblick auf die Beschreibung ihres zeit- und spannungsabhängigen Verhaltens werden die Spannstähle in Klassen eingeteilt. Kaltgezogene Drähte und Litzen werden heute nur noch durch entsprechende Wärmebehandlung mit niedriger oder sehr niedriger Relaxation produziert. Stäbe weisen produktionsbedingt (wärmegewalzt und vergütet) meist höhere Relaxationsverluste auf. Obgleich in Deutschland, Österreich und der Schweiz die gleichen Spannstähle derselben Hersteller eingesetzt werden, deren Relaxationsverluste in gleicher Weise nach EN ISO 15630-3 ermittelt werden, wird für die rechnerische Ermittlung der Spannkraftverluste infolge der

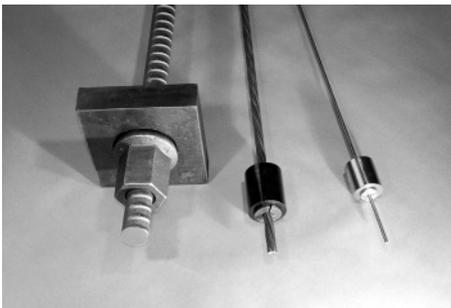


Bild 12. Handelstübliche Spannstähle mit Verankerungen (von links: Spannstahl mit Gewinderippen, siebendrahtige Spannstahl-Litze, Spanndraht)

Spannstahlrelaxation in den drei Ländern eine abweichende Vorgehensweise gewählt. In Österreich kommen die in EN 1992-1-1:2004-12 enthaltenen Rechenansätze zur Anwendung, die eine explizite Berechnung der Relaxationsverluste ausgehend von den Referenzwerten für 1.000 Stunden Standzeit bei 20 °C für eine Vorspannung von $0,7 \cdot f_{pk}$ ermöglichen. In Deutschland dürfen die normativen Rechenmodelle des EN 1992-1-1:2004-12 nicht angewendet werden, stattdessen verweist der nationale Anhang auf die nationalen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen. In diesen sind für ausgewählte Standzeiten bis 10^6 Stunden und Belastungsniveaus zwischen 45 % und 80 % der Zugfestigkeit Rechenwerte für die Spannungsverluste explizit angegeben. In der Schweizer Norm SIA 262 schließlich sind für Litzen und Drähte sowie für Stäbe mit Durchmessern größer bzw. kleiner als 15 mm die Relaxationsverluste nach 1.000 Stunden Standzeit für Beanspruchungsniveaus von 60 % bis 80 % der Zugfestigkeit angegeben. Die Werte für Litzen und Drähte sowie für Stäbe mit Durchmessern größer gleich 15 mm entsprechen den Vorgaben der ENV 1992-1-1:1992-06. Näherungsweise dürfen die Langzeitwerte der Spannungsverluste durch Multiplikation der Werte für die Dauer von 1.000 Stunden mit dem Faktor 3 ermittelt werden.

Wird für den Langzeitwert eine Standzeit von 500.000 Stunden (57 Jahre) angenommen, so können die nach den Regelwerken in Deutschland, Österreich und der Schweiz anzusetzenden Spannkraftverluste infolge Relaxation für Spannstahlitzen mit sehr niedriger Relaxation, wie in Bild 13 für Litzen und Drähte gezeigt, verglichen werden.

Mit der Schweizer Norm SIA 262 und der deutschen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (hier beispielhaft Z-12.3-107) werden deutlich höhere Spannkraftverluste infolge Relaxation ermittelt, als nach der in Österreich angewendeten EN 1992-1-1. Dies ist darauf zurückzuführen, dass im Zuge der Erarbeitung von EN 1992-1-1 die Unterschiede im Bezug der Ausgangsspannung bei der Durchführung von Relaxationsversuchen und der rechnerischen Ermittlung von Spannkraftverlusten berücksichtigt wurden [109]. Die Ausgangsspannung in Relaxationsversuchen nach EN ISO 15630 wird bezogen auf die tatsächliche Festigkeit des Spannstahls, die regelmäßig über der charakteristischen (Nenn-)Festigkeit liegt, eingestellt. Die rechnerische Ermittlung kann im Regelfall nur ausgehend von der Nennfestigkeit, die auch die Grundlage für die Bemessung und Ausführung darstellt, erfolgen. In den Rechenwerten nach den deutschen Zulassungen und der auf ENV 1992-1-1:1992-06 beruhenden SIA 262 hingegen, wird diese regelmäßige Abweichung auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

5.5 Zugglieder aus Faserverbundwerkstoffen

Die in der Praxis aufgetretenen Schäden an Spannstahl führten vor etwa 20 Jahren zu verstärkten Anstrengungen verschiedener Anbieter von Spannverfahren, aber auch von Forschungseinrichtungen in öffentlicher Trägerschaft, den korrosionsempfindlichen Spannstahl durch hochfeste Faserverbundwerkstoffe mit hervorragenden Materialeigenschaften

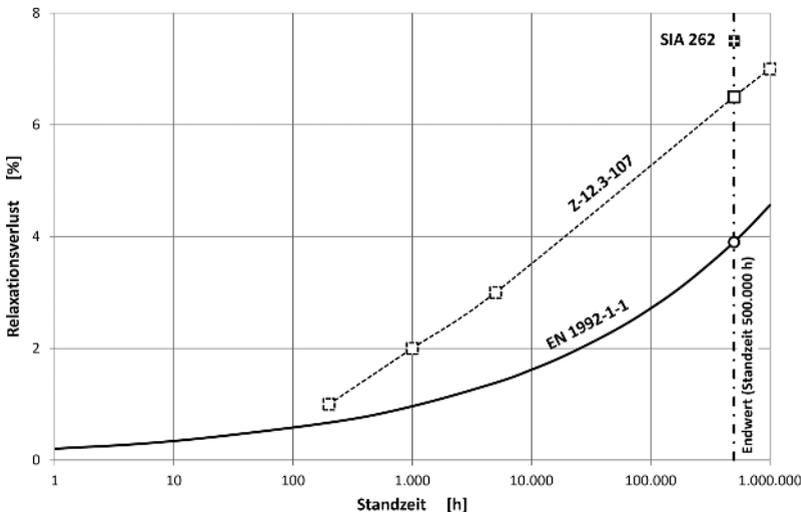


Bild 13. Rechnerische Spannkraftverluste infolge Relaxation

ten zu ersetzen [72]. Aus der Vielzahl natürlicher und chemischer Fasern wurden bislang für Anwendungen im Bauwesen vor allem Glas-, Aramid-, Kohlenstoff- und Basaltfasern aufgrund ihrer physikalischen Materialeigenschaften betrachtet [59, 62].

Insbesondere wegen der bekannten unzulänglichen oder noch nicht fundiert untersuchten Beständigkeit der Fasern im hochalkalischen Milieu des Betons scheiden jedoch Glas-, Aramid- und Basaltfasern als Bewehrung oder vorgespannte Zugglieder im Betonbau aus, da der erforderliche Schutz der Fasern einen noch höheren Aufwand bedingen würde, als der für Spannstahl obligatorische Korrosionsschutz. Carbonfasern für sich sind langfristig alkali-beständig, sodass sie sich grundsätzlich für Anwendungen im Betonbau empfehlen. Dazu müssen sie aber zumindest mit Kunststoffen beschichtet oder sogar in eine Kunststoffmatrix eingebettet werden. Aus Erkenntnissen von Untersuchungen zur Alkali-resistenz von CFK-Lamellen unter Last ist jedoch bekannt, dass für Anwendungen im Betonbau auch bei der Auswahl des Kunststoffs dessen Langzeitbeständigkeit im hochalkalischen Milieu berücksichtigt werden muss.

Neben der Alkali-problematik gibt es bei der Anwendung von faserverstärkten Kunststoffen im Bauwesen auch andere tragfähigkeitsmindernde Aspekte, die in der Bemessung durch teilweise deutliche Abminderungsbeiwerte berücksichtigt werden müssen. Dazu gehören Alterungseffekte, die Auswirkungen einer Ermüdungsbeanspruchung sowie Feuchtigkeit und Temperatur. Die Temperatursensitivität ist besonders relevant, wenn – wie für den Baubetrieb wünschenswert – kalthärtende Kunststoffe eingesetzt werden, die eine hinreichende Festigkeit unter üblichen Außentemperaturen ohne zusätzliche Wärmebehandlung erreichen. Der Anwendungsbereich dieser Kunststoffe wird nach oben durch eine geringe Glasübergangstemperatur begrenzt, ab welcher der Kunststoff zunehmend seine Festigkeit und Steifigkeit verliert. Die Glasübergangstemperatur handelsüblicher kalthärtender Epoxidharze liegt beispielsweise bei ca. 40 °C bis 50 °C, wodurch eine Anwendung bei Außenbauteilen, z. B. Brückenträgern, unter Umständen ausscheidet. Die Glasübergangstemperatur eines Harzes kann durch eine thermische Behandlung während des Aushärtens deutlich angehoben werden. Dies setzt aber meist die Fertigung in einem Werk voraus. Im Fall von Zuggliedern aus kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen resultieren aus der werkmäßigen Vorfertigung allerdings Probleme hinsichtlich des Transports und Einbaus der empfindlichen Spannglieder. Neben diesen Problematiken konnten sich Spannglieder aus faserverstärkten Kunststoffen auch aus den folgenden Gründen bislang nicht durchsetzen:

- Die hohe Querdruckempfindlichkeit der faserverstärkten Kunststoffe führt zu sehr aufwendigen Verankerungskonstruktionen bzw. bei einfacheren Verankerungslösungen zu einer geringen Ausnutzung der Faserzugfestigkeit bei gleichzeitig hohen Materialkosten.
- Eine umfassende Klärung der Auswirkungen von Kohlenstofffasern bei ihrer Verarbeitung und der langfristigen Entsorgung auf die menschliche Gesundheit sowie die Umwelt steht bislang aus.
- Faserverstärkte Kunststoffe weisen meist keine ausreichende Robustheit für den Baustellenbetrieb auf.
- Faserverstärkte Kunststoffe unterscheiden sich in ihrem Temperaturendeckungsverhalten signifikant von Beton und Stahl.
- In Bezug auf die Korrosionsbeständigkeit von Spanngliedern aus konventionellen Spannstählen wurden neue Verfahren entwickelt und Verbesserungen etabliert bei gleichzeitig relativ geringen Stahlpreisen.

Die weitere Entwicklung auf diesem Gebiet darf deshalb vor dem Hintergrund erneuter aktueller Forschungsanstrengungen [77] mit Interesse verfolgt werden.

5.6 Hüllrohr

Unter einem Hüllrohr versteht man üblicherweise die Umhüllung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund, wohingegen man bei Spanngliedern ohne Verbund vom Schutzmantel spricht. In beiden Fällen soll die Umhüllung eine Schutzfunktion gegen Korrosion (Feuchtigkeitssperre und/oder elektrischer Widerstand) sowie mechanische Beschädigung erfüllen. Bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund kommen dem Hüllrohr darüber hinaus die folgenden Funktionen zu:

- Schaffung eines Spannkanales für den Einbau und die Vorspannung der Zugglieder im Betonquerschnitt,
- Abbildung und Stabilisierung des Spanngliedverlaufs zwischen den Stützstellen,
- Schutz der Zugglieder vor Feuchtigkeit,
- Verringerung der Reibung zwischen Zugglied und Beton,
- Förderleitung beim Einbringen des Einpressmörtels,
- Übertragung von Verbundspannungen zwischen Zugglied und Beton.

Der Hüllrohrquerschnitt ist so wählen, dass die einzelnen Zugglieder problemlos eingebracht werden können. Dies bedeutet insbesondere für nicht werkmäßig vorgefertigte Litzenpannglieder, die ein Einziehen oder Einschieben der Litzen auf der Bau-

stelle erfordern, dass der Hüllrohrquerschnitt rechnerisch nur zum Teil mit Litzen gefüllt ist. Üblich sind derzeit Füllgrade bis ca. 70 %.

Bild 14 zeigt handelsübliche Hüllrohre aus Stahl und Kunststoff. Meist werden für Spannlieder kreisförmige Hüllrohre aus Stahl mit wendelförmiger Profilierung nach EN 523 in Verbindung mit EN 524 verwendet, die durch Schweißen oder Falzen aus Bandstahl hergestellt werden. Im Allgemeinen sind die durch Spiralfalzung hergestellten Hüllrohre robuster als die mit Längsschweißnaht produzierten. Auch Hüllrohre mit ovalem Querschnitt werden eingesetzt, für die EN 523 sinngemäße Anwendung findet.

Mit höheren Herstellungskosten verbunden sind die ebenfalls für Spannlieder mit nachträglichem Verbund verfügbaren Hüllrohre aus Kunststoff, meist Polyethylen (PE), Polypropylen (PP) oder High Density Polyethylene (HDPE). Diese Hüllrohre sind nicht genormt und werden deshalb in der entsprechenden nationalen oder europäischen Zulassung des jeweiligen Spannverfahrens beschrieben. Wegen ihrer hohen Impedanz werden sie für Spannlieder mit erhöhtem Korrosionsschutz wie zum Beispiel bei elektrisch isolierten Spanngliedern im Brückenbau eingesetzt. Sie zeichnen sich gegenüber metallischen Hüllrohren durch eine deutlich verminderte Reibung zwischen Zugglied und Hüllrohrwand bei Einbau, Vorspannung und Ablassen aus. In der Folge spielt auch der Effekt der Reibkorrosion eine geringere Rolle bei zyklischen Beanspruchungen. Dies kommt durch die erhöhten Parameter bei den Ermüdungsfestigkeitskurven nach EN 1992-1-1 zum Ausdruck. Außerdem sind Kunststoffhüllrohre wegen der hohen Duktilität der eingesetzten Kunststoffe robuster gegenüber Beschädigungen, z. B. bei kleinen Krümmungsdurchmessern, und es ergibt sich aufgrund der gegenüber konventionellen Hüllrohren dauerhaft größeren Dichtigkeit auch ein verbesserter Korrosionsschutz für die Spannlieder. Andererseits stellen die Kunststoffhüllrohre auch nach ihrer Verpressung wegen ihrer geringen Steifigkeit eine gewisse Querschnitts-

schwächung im Spannbetonquerschnitt dar. Insofern wird die Art des Hüllrohrs – Metall oder Kunststoff – beispielsweise bei der Querkraftbemessung hinsichtlich der Ermittlung der rechnerischen Stegbreite nach EN 1992-1-1 und SIA 262 berücksichtigt. Auch hinsichtlich des Verbundverhaltens des Spannlieds wurden deutlich geringere Festigkeiten beobachtet. *Hegger* und *Abel* [54] empfehlen deshalb gegenüber Spannstählen in metallischen Hüllrohren deutlich reduzierte Verhältniswerte ξ der Verbundfestigkeit von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonstahl. Diese Empfehlung wird aber bislang nicht in den Bemessungsnormen berücksichtigt.

5.7 Einpressmörtel

Durch das Verpressen der Hüllrohre nach dem Vorspannen sollen bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund alle Hohlräume in den Spannkämlen gefüllt werden, damit sich dort kein Wasser sammeln kann und Druckspannungen im Bauwerk quer zu den Spanngliedern übertragen werden können. Außerdem soll ein dauerhafter Korrosionsschutz des Spannstahls sowie Verbund zwischen Spannstahl und Beton erreicht werden. Dazu sind eine vollständige Umhüllung des Spannstahls sowie ein dichtes Gefüge des Einpressmörtels ohne Fehlstellen, wie Luft- oder Wassereinschlüsse, erforderlich. Bei Frost kann es bei eingeschlossenem oder eingedrungem Wasser zu Abplatzungen der Betondeckung kommen.

Im Hinblick auf die vollständige Ausfüllung aller Hohlräume im Hüllrohr und eine hinreichende Verbundwirkung zwischen Spannlied und Bauteilbeton sind folgende Anforderungen an den Einpressmörtel zu stellen:

- geringe Konzentration von Schadstoffen (z. B. Chloride),
- hohe Fließfähigkeit,
- gute Kohäsion und Pumpbarkeit,
- geringe Wasserabsonderung („Bluten“),
- geringe Entmischung,
- ausreichende Verarbeitungszeit,
- geringe Schwindverformungen,
- evtl. Volumenvergrößerung infolge der Bildung von Mikroporen,
- ausreichende Druck- und Haftfestigkeit,
- Frostbeständigkeit.

Die Ausgangsstoffe, die für die Herstellung von Einpressmörteln für das Verpressen von Spanngliedern in allen Arten von Bauwerken einschließlich Brücken und Gebäuden verwendet werden dürfen, sowie die erforderlichen Eigenschaften und die Zusammensetzung des Einpressmörtels sind in EN 447 geregelt. Nach dieser Norm besteht der Ein-



Bild 14. Hüllrohre für Spannlieder

pressmörtel nur aus CEM I (Portlandzement) oder einem für die Herstellung von Einpressmörtel speziell zugelassenen Zement, Wasser, Zusatzmitteln und ggf. Zusatzstoffen, wie z. B. Mikrosilika (zur Steigerung der Gefügedichte und Festigkeit). Durch die Zusatzmittel sollen eine Plastifizierung und damit Wassereinsparung, eine Verminderung des Entmischens und gute Zementdispersion, eine bessere Fließfähigkeit und Pumpbarkeit, eine gute Benetzung und damit Erhöhung der Haftfestigkeit, eine Verlängerung oder Verzögerung des Erstarrens sowie spezielle Eigenschaften wie Raumbeständigkeit oder Volumenvergrößerung, Frostbeständigkeit usw. erreicht werden.

Die Volumenvergrößerung kann durch eine metallische, treibende Komponente des Zusatzmittels hervorgerufen werden, die sich infolge der Alkalität des Zementmörtels unter Wasserstoffentwicklung zersetzt. Diese Wasserstofffreisetzung ist temperaturabhängig. Das Treiben darf nicht zu früh einsetzen, da sonst das Gas vor dem Einpressen des Mörtels wirkungslos verpufft. Es darf andererseits nicht zu spät beginnen, da sonst Gefügeschäden auftreten können.

Da dem Einpressmörtel und dem Verpressen im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Spannstäbe und damit der Dauerhaftigkeit des Bauteils eine herausragende Bedeutung zukommt, existiert mit EN 445 eine eigene Prüfnorm, in der Prüfungen für ein mehrstufiges Qualifizierungsverfahren für Einpressmörtel festgelegt wurden, sowie mit EN 446 eine Ausführungsnorm, die die Verfahren zum Verpressen von Spannmitgliedern mit nachträglichem Verbund regelt. Für den Einpressmörtel sind insgesamt drei Prüfungsebenen vorgesehen:

- Erstprüfung und Stichprobenprüfung der Produktion in Übereinstimmung mit EN 447,
- Eignungsprüfung zur Bestätigung der Eignung des ausgewählten Einpressmörtels für ein bestimmtes Bauvorhaben unter Berücksichtigung der Verfahren nach EN 446,
- Überwachung der Herstellung von Einpressmörtel für ein bestimmtes Bauvorhaben unter Berücksichtigung der Verfahren nach EN 446.

Geprüft werden jeweils:

- Dispersion,
- Fließvermögen,
- Wasserabsonderung und Volumenänderung,
- Druckfestigkeit,
- Dichte.

5.8 Verankerungen

Für die Vorspannung des Bauteils muss die auf die vorgespannten Zugglieder wirkende Zugkraft am Ende des Spannlieds durch eine Verankerung auf das Betonbauteil übertragen werden. Neben der bei

der Vorspannung mit sofortigem Verbund obligaten Verbundverankerung von geraden Stäben und Litzen werden auch bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund, sofern das Spannglied nur von einer Seite her am Spannanker vorgespannt werden soll, Festanker als Verbundverankerungen ausgeführt. Bei allen anderen Verankerungen erfolgt die Lasteintragung in den Beton über Ankerplatten. Diese werden entweder direkt auf dem Bauteilbeton angeordnet oder ruhen auf Einbauteilen mit komplexer Geometrie, die die Vorspannkraft in mehreren Ebenen an den Beton abgeben (Mehrfächenverankerung) und gleichzeitig eine unproblematische Einbringung des Betons in diesem Bereich, der hohen Beanspruchungen ausgesetzt ist, ermöglichen. Eine Ausnahme bildet nur die sogenannte Haarnadelverankerung, bei der das Spannglied zwischen zwei Spannankern in einem Stahlrohr um 180° umgelenkt wird. Bild 15 zeigt verschiedene Möglichkeiten der Verankerung von Spannmitgliedern.

Die Lastübertragung vom Zuglied zur Ankerplatte erfolgt je nach Spannstahlausführung in unterschiedlicher Weise. Drähte und Litzen werden üblicherweise mit Klemmkeilen verankert. Bei Drähten ist zusätzlich die Verankerung mittels kalt aufgestauchter Köpfchen möglich. Stäbe werden vorteilhaft über das kontinuierlich aufgewalzte oder an den Stäben aufgerollte Gewinde mit Muttern verankert. Die Klemmkeile, Köpfchen und Muttern können sich entweder direkt auf die Ankerplatte abstützen oder es wird eine zusätzliche Platte als Auflager, Keilträger oder Unterlegscheibe eingesetzt.

Ankerplatten und zusätzliche Platten werden meist entweder aus unlegierten Baustählen nach EN 10025 oder Vergütungsstählen nach EN 10083 hergestellt. Vereinzelt werden jedoch Keilträger auch als Gussteile aus duktilem Gusseisen mit Kugelgraphit (EN 1563) hergestellt, das stahlähnliche Eigenschaften aufweist und entsprechend bearbeitet werden kann. Die Konusöffnungen zur Aufnahme der Klemmkeile werden dabei wegen der hohen Anforderungen an die Geometrie zerspanend nachbehandelt. Geometrisch komplexe Einbauteile wie die Mehrflächenverankerung werden ausschließlich als Gussteile hergestellt.

Da bei Litzen- und Drahtspannmitgliedern für Klemmkeilverankerungen und Verankerungen mit aufgestauchten Köpfchen ein höherer Platzbedarf besteht als im Hüllrohr in der freien Spannliedlänge, werden die Zugglieder im Verankerungsbereich aufgespreizt. Zwischen dem Hüllrohr und der Ankerplatte bzw. dem Einbauteil wird dazu eine sogenannte Trompete aus Blech bzw. Kunststoff angeordnet. Es ist aber auch möglich, das Einbauteil aus Guss so zu gestalten, dass das Hüllrohr direkt angeschlossen werden kann.

Unter den Ankerplatten treten lokal hohe Beanspruchungen des Betons auf. Die aus der Lastausstrah-

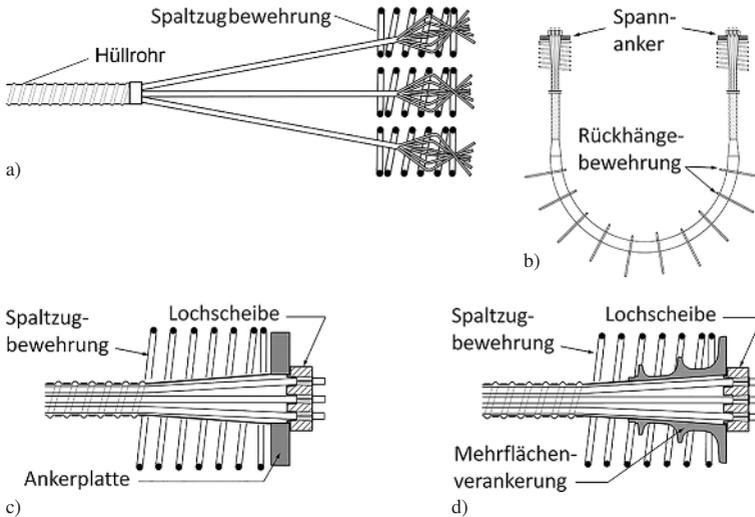


Bild 15. Spangliedverankerungen; a) Verbundverankerung, b) Haarnadelverankerung, c) Plattenverankerung, d) Mehrflächenverankerung

lung resultierenden Querspannungen müssen durch eine entsprechende Spaltzugbewehrung in Form von Wendeln oder Bügeln aufgenommen werden. Da die rechnerische Ermittlung der erforderlichen Bewehrung schwierig ist, wird die Bewehrungsanordnung auf der Grundlage empirischer Modelle abgeschätzt und ihre Wirkung in Bezug auf die Tragfähigkeit des Verankerungsbereichs und die Gebrauchstauglichkeit im Hinblick auf die auftretenden Rissbreiten experimentell nachgewiesen. Bild 16 zeigt den Verankerungsbereich eines Spanglieds.

Eine aktuelle Entwicklung stellen Hybridanker [38, 41] dar, die aus umschürtem, ultrahochfestem Beton hergestellt werden und die aus der Spanglied-

verankerung resultierenden Druckspannungen auf größere Flächen des Bauteilbetons verteilen, dabei aber ein deutlich geringeres Gewicht aufweisen als in der Wirkung gleichwertige Stahlplatten. Dadurch kann die erforderliche Spaltzugbewehrung deutlich reduziert werden oder ganz entfallen. Ihr Einsatz empfiehlt sich deshalb bei der nachträglichen Anordnung von Spangliedern an schwer zugänglichen Stellen, wie beispielsweise in Hohlkästen (vgl. Abschnitt 10.2).

5.9 Kopplungen

Spangliedkopplungen werden entweder erforderlich, wenn das Spanglied nicht in der erforderlichen Länge eingebaut werden kann, oder wenn das Bauteil abschnittsweise hergestellt und vorgespannt wird. Im ersten Fall muss sich die Kopplung frei bewegen können, da das Spanglied auf seiner gesamten Länge vorgespannt wird und deshalb Relativverschiebungen der Kopplungen gegen den Bauteilbeton auftreten. Die Abmessungen der Kopplung orientieren sich an der erforderlichen Größe der Lagerplatte bzw. des Keilträgers. Bei Spannstäben mit Gewinde wird eine Muffe eingesetzt. Im zweiten Fall stellt die in der Arbeitsfuge angeordnete Kopplung zunächst den Spannanker für das im zuerst hergestellten Bauteilabschnitt angeordnete Spanglied dar und dann den Festanker für das im anschließend hergestellten Bauteilabschnitt angeordnete Spanglied. Man spricht dann von einer festen Kopplung. Die Vorspannung kann dabei nur von einer Seite erfolgen. Die Abmessungen der Kopplung resultie-

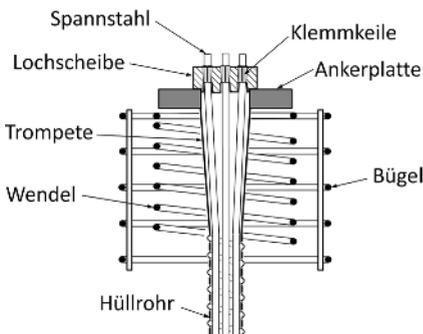


Bild 16. Verankerungsbereich von Spangliedern

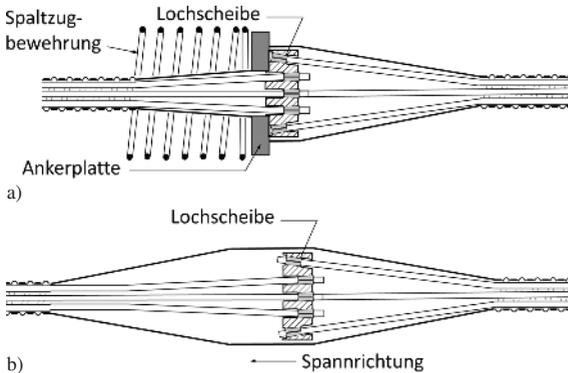


Bild 17. Spanngliedkopplungen; a) feste Kopplung, b) bewegliche Kopplung

ren in diesem Fall aus den Betonbeanspruchungen. Entweder werden zwei Keilträger bzw. Auflagerplatten über eine Muffe gekoppelt oder auf einem Keilträger bzw. auf einer Lagerplatte wird die doppelte Anzahl von Zuggliedern verankert. Daraus resultiert dann ein vergrößerter Querschnitt. Wie unter der Verankerung am Spann- oder Festanker ist im zuerst hergestellten Bauteilabschnitt eine Spaltzugbewehrung unter der Kopplung anzuordnen. Bei externen Spanngliedern sind „Kopplungen“ von Spanngliedern bei abschnittsweiser Herstellung und Vorspannung nur durch Übergreifungsstoß (z. B. an Lisenen, Querträgern) möglich.

5.10 Umlenkungen

Während bei interner Vorspannung durch die Einbettung im Beton eine kontinuierliche Umlenkung und nahezu beliebige Geometrie der Spanngliedführung möglich ist, können externe Spannglieder

nur an diskreten Punkten (Umlenkstellen) umgelenkt werden. Durch die Umlenkung externer Spannglieder zwischen den Verankerungen soll analog zur internen Vorspannung erreicht werden, dass die aus den ständigen Einwirkungen resultierenden Biegemomente infolge der Vorspannung weitgehend kompensiert werden. Da die Umlenkung punktuell und nicht kontinuierlich erfolgt, wirken an den Umlenkstellen große Kräfte zwischen Spannglied und Bauteil. In diesem hochbeanspruchten Bereich erfolgt zudem eine Relativverschiebung zwischen den Zuggliedern und dem Bauteil. Um bei Gleitvorgängen Beschädigungen der HDPE-Schutzhülle an Kanten oder durch die Druckpressung zu vermeiden, sind aufwendig konstruierte Umlenksätze aus Stahl, Kunststoff oder Beton mit großen Krümmungsradien erforderlich, die mit hoher Genauigkeit im Werk hergestellt und auf der Baustelle eingebaut werden müssen. Bild 18 zeigt den Um-

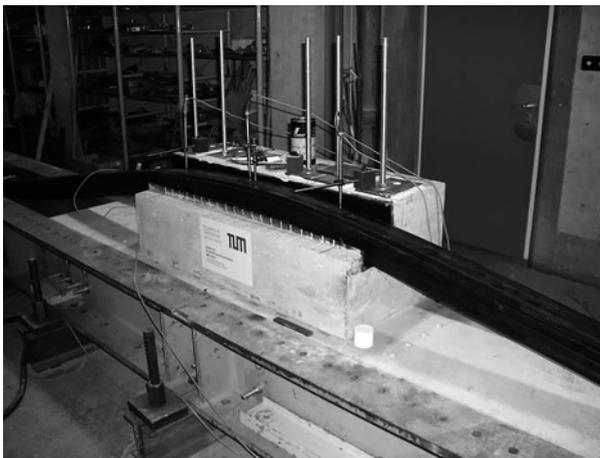


Bild 18. Umlenksattel im Versuchsaufbau (Foto: Technische Universität München, MPA BAU)

lenksattel für Monolithenbänder, der für die im Versuch durchzuführenden Messungen im Bereich des Kunststoffmantels teilweise offen ausgeführt wurde, sodass der Spannliedverlauf gut sichtbar ist.

6 Auswahl des Spannverfahrens

6.1 Anwendungsvoraussetzungen

Zurzeit agieren auf dem europäischen Markt etwa 20 Anbieter von Spannverfahren mit jeweils unterschiedlichen Produktportfolios und Geschäftsaktivitäten in den einzelnen Ländern. Es ist deshalb zu prüfen, welche Verfahren im jeweiligen Land für eine Anwendung zur Verfügung stehen.

In Deutschland benötigen Spannverfahren, die in tragenden Bauteilen verwendet werden, stets eine nationale allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Dies ergibt sich aus den nationalen Anhängen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2. Sofern für das Spannverfahren auch eine europäische technische Zulassung bzw. eine europäische technische Bewertung erteilt wurde, so wird diese durch eine nationale Anwendungszulassung ergänzt. Die Zulassung erfolgt auf der Grundlage der „Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung für Spannverfahren zur Vorspannung von Tragwerken, ETAG 013“ in der aktuell gültigen Fassung vom Juni 2002 mit Ergänzungen vom Dezember 2010 in Verbindung mit den im amtlichen Teil der DIBt-Mitteilungen 2/2012 veröffentlichten Anwendungsregelungen sowie den vom DIBt herausgegebenen „Hinweisen für die Durchführung von Zulassungsprüfungen für Spannverfahren nach ETAG 013 – Post-tensioning kits for prestressing of structures, Fassung August 2005“. Die aktuell bauaufsichtlich zugelassenen Spannverfahren können dem regelmäßig aktualisierten „Verzeichnis der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen“ für den Zulassungsbereich „13 Spannverfahren“ auf der Homepage des DIBt entnommen werden.

In Österreich müssen Verankerungen und Spanngliedkopplungen nach EN 1992-1-1 einer europäischen technischen Zulassung genügen. Der nationale Anhang ÖNORM B 1992-1-1 enthält keine darüber hinausgehenden Forderungen. Bei Betonbrücken hingegen ist nach ÖNORM B 1992-2, dem nationalen Anhang zu EN 1992-2, die ÖNORM B 4759 „Spannbeton – Spannsysteme“ zu beachten. Außerdem enthält ÖNORM B 1992-2 die Feststellung, dass für Eisenbahnbrücken nur Systeme mit nachträglichem Verbund oder Spannsysteme für interne und externe Vorspannung ohne Verbund in Betracht kommen. ÖNORM B 4759 legt Anforderungen für Spannverfahren fest. Als Voraussetzung für die Verwendung des Spannsystems gelten die Prüfvorschriften der EN 13391. Ferner dürfen nur auf der Basis der ETAG 013 zugelassene Spannsysteme verwendet werden. Die Spannverfahren mit

europäischer technischer Zulassung können der ETA-Datenbank auf der Homepage des OIB entnommen werden.

In der Schweiz wurde 2013 die auf den Eurocode 2 abgestimmte aktuelle Fassung der SIA 262 „Betonbau“ in Verbindung mit SIA 262/1 „Betonbau – Ergänzende Festlegungen“ eingeführt. Diese enthalten die Forderung, dass nur Spannsysteme verwendet werden dürfen, deren Eignung durch ein technisches Zulassungsverfahren und eine Konformitätsbewertung gemäß den Angaben in Norm SIA 262/1 nachgewiesen ist. Ferner wird ausgeführt, dass derartige Spannsysteme eine schweizerische technische Zulassung (STA) oder eine europäische technische Zulassung (ETA) mit einer schweizerischen Anwendungszulassung (SA) besitzen.

Nach dem Schweizer Bauproduktgesetz hingegen kann ein Spannsystem mit oder aber auch ohne europäische technische Zulassung bzw. Bewertung in der Schweiz grundsätzlich in Verkehr gebracht werden. Die zwingende Forderung nach einer eigenen Zulassung für die Schweiz besteht insofern nicht mehr. Für SIA 262 ist deshalb eine Korrektur in Vorbereitung, die den Normtext an das Bauproduktgesetz anpassen wird.

Im europäischen Bewertungsverfahren fehlen allerdings einzelne Punkte, wie beispielsweise der Nachweis der Korrosionsschutzkategorien b und c gemäß SIA 262, der Eignungs- und Konformitätsnachweis der Injektion gemäß SN EN 446 und SN EN 447 sowie der Nachweis der Qualifikation und Schulung von Personal gemäß CEN CWA 14646: „Anforderungen an die Ausführung von Arbeiten von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund in Tragwerken und die Qualifizierung von Spezialfirmen und deren Personal“, sodass Spannsysteme mit einer europäischen technischen Zulassung bzw. Bewertung für eine Anwendung nach SIA 262 nicht vollumfänglich bewertet wurden. Es muss dann gesondert vereinbart werden, auf welcher Vertragsgrundlage das Spannsystem eingesetzt wird.

Öffentliche Bauherren sind dazu in der Lage und können deshalb Systeme, die im Rahmen einer ETA, basierend auf ETAG 013 (2002) nicht vollständig bewertet worden sind, verwenden. Zur Unterstützung anderer Bauherren und ihrer Tragwerksplaner bei der Beurteilung der Einhaltung von Anforderungen an die komplexen Spannsysteme für die Anwendung in Tragwerken gemäß dem Stand der Technik, wurde das SIA-Register für Spannsysteme mit Eignungs- und Konformitätsnachweis eingeführt. Dies kann auf der Homepage des SIA eingesehen werden. Dort sind nur Systeme registriert, die einen Eignungs- und Konformitätsnachweis nach Norm SIA 262 besitzen.

Die Registrierung ist eine freiwillige Überprüfung auf Wunsch des Herstellers, bei der die technische

Beurteilung (oder Eignungs- und Konformitätsbewertung) von einem Fachexperten vorgenommen wird. Im Zuge dieser Beurteilung werden auch die oben angeführten, im Hinblick auf eine Anwendung mit SIA 262 offenen Punkte bewertet. Für einen Fortbestand der Registrierung müssen jährlich Nachweise erbracht werden.

Darüber hinaus gibt es in den drei Ländern Anforderungen an Spannverfahren, die öffentliche Bauherren stellen. Im Bereich des Straßenbaus seien die folgenden Beispiele genannt:

- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING: Teil 3 – Massivbau der deutschen Bundesanstalt für Straßenwesen BAST,
- Planungshandbuch „Prüfbuch Straße, Brücke, Tunnel“ (PlaPB Prüfbuch SBT) der österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft ASFINAG,
- Richtlinie: Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngleitern in Kunstbauten des schweizerischen Bundesamts für Strassen ASTRA.

Auch die Bauherren und Aufsichtsbehörden in den Bereichen Hochbau, Eisenbahn sowie Wasser- und Schiffsstraßen geben zum Teil Dokumentationen mit entsprechenden Anforderungen heraus.

6.2 Zulassungsprüfungen

Nach der seit dem 1. Juli 2013 gültigen Bauproduktenverordnung erfolgt die Bewertung der Leistung von Bauprodukten in Bezug auf ihre wesentlichen Merkmale anhand von Prüfungen, Berechnungsverfahren und anderen Instrumenten, die in harmonisierten Normen und Europäischen Bewertungsdokumenten festgelegt sind. Für Spannverfahren, also Bausätze zur Vorspannung von Tragwerken, existierte zum Zeitpunkt der Einführung der Bauproduktenverordnung einerseits die auf Spannverfahren mit nachträglichem Verbund beschränkte europäische Norm EN 13391 sowie die „Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung für Spannverfahren zur Vorspannung von Tragwerken, ETAG 013“ in der aktuell gültigen Fassung vom Juni 2002 mit Ergänzungen vom Dezember 2010. Die in EN 13391 beschriebenen Versuche entsprechen exakt den Vorgaben der ETAG 013. Es existierte also zum Zeitpunkt der Einführung der Bauproduktenverordnung weder eine harmonisierte europäische Norm für den gesamten Anwendungsbereich (Spannglieder mit nachträglichem und ohne Verbund) noch ein europäisches Bewertungsdokument, sodass im Einklang mit der Bauproduktenverordnung die vor dem 1. Juli 2013 veröffentlichte Leitlinie für die europäische technische Zulassung ETAG 013, als Europäisches Bewertungsdokument angesehen werden kann. Seit 2014 überarbeitet die European Organi-

sation for Technical Assessment (EOTA) die ETAGs und entwickelt sie weiter zu europäischen Bewertungsdokumenten (EAD). Durch diesen Prozess wird ETAG 013 vom Bewertungsdokument EAD 16 abgelöst, das in einer Entwurfsfassung vom 11.05.2015 in zwei Teilen vorliegt und derzeit (April 2016) nach Prüfung durch die Kommissionsdienste der Europäischen Union von der zuständigen EOTA Working Group überarbeitet wird. Die Arbeitstitel der beiden Teile lauten „Spannverfahren zur Vorspannung von Tragwerken“ und „Besondere Füllmassen für Spannverfahren“. Mit einer Veröffentlichung im Amtsblatt der Europäischen Union wird in der zweiten Hälfte des Jahres 2016 gerechnet. Bis zu diesem Zeitpunkt können hier nur die Anforderungen der „Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung für Spannverfahren zur Vorspannung von Tragwerken, ETAG 013“ in der aktuell gültigen Fassung vom Juni 2002 mit Ergänzungen vom Dezember 2010 dargestellt werden. Es ist jedoch damit zu rechnen, dass sich die grundsätzlichen Anforderungen mit der Veröffentlichung von EAD 16 nicht ändern werden.

ETAG 013 beruht auf dem Grundlegendokument Nr. 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit zur Richtlinie 89/106/EWG über Bauprodukte, vom 16. Juli 1993 und gilt grundsätzlich für

- interne Spannglieder mit Verbund,
- interne Spannglieder ohne Verbund,
- externe Spannglieder, die außerhalb des Bauteilquerschnitts, jedoch innerhalb der Umhüllenden des Bauteilquerschnitts verlaufen.

Dabei ist ETAG 013 nicht auf Anwendungen im Betonbau beschränkt. Für alle Verfahren, die im Betonbau eingesetzt werden, werden in ETAG 013 die Leistungen des Spannverfahrens beschrieben, entsprechende Nachweisverfahren mit detaillierten Angaben zu den durchzuführenden experimentellen Untersuchungen festgelegt und Bewertungskriterien eingeführt. Die folgenden experimentellen Untersuchungen sind im Rahmen der Nachweisverfahren für alle Spannverfahren obligatorisch. Darüber hinaus sind ergänzend spezielle Prüfungen für besondere Leistungsmerkmale der Spannverfahren, z. B. Einsetzbarkeit unter kryogenen Bedingungen vorgesehen (Tabelle 1).

In ETAG 013 ist auch der Prüfumfang exakt geregelt. Dabei wird die Gesamtzahl der durchzuführenden Prüfungen bei einer Serie von Ankertypen, die zahlreiche unterschiedliche Größen umfassen, auf drei unterschiedliche, typische Spanngliedergrößen, d. h. eine kleine, eine mittlere und die größte Größe verteilt. Es ist zu unterscheiden zwischen Prüfungen, die eine ausreichende Höhe der Leistungsfähigkeit des Spannglieds bestätigen, sodass die in den Bemessungsnormen angegebenen Nachweisverfahren, z. B. für den Grenz Zustand der Tragfähigkeit

Tabelle 1. Prüfung der Leistungsmerkmale von Spannverfahren nach ETAG 013

Leistung des Spannverfahrens	Nachweisverfahren
Widerstand gegenüber statischer Last	statische Lastprüfung
Widerstand gegenüber Ermüdung	Ermüdungsprüfung
Lastübertragungsprüfung auf das Tragwerk	Lastübertragungsprüfung
Reibungsbeiwert	durch Beurteilung oder Prüfung: – Reibungsverluste in Anker, – Zusammenbau-, Montage- und Spannprüfung
Umlenkung/Verformungen (Begrenzung)	durch Beurteilung oder Prüfung: – statischer Umlenkversuch – Umlenkversuch
Ausführbarkeit/Zuverlässigkeit des Einbaus	durch Beurteilung des Einbauverfahrens oder durch Prüfung: – Ausführbarkeit/Zuverlässigkeit des Einbaus

angewendet werden können, sowie Prüfungen, die der konkreten Festlegung verfahrensspezifischer Kenngrößen dienen. Zur ersten Gruppe von Prüfungen gehören die statische Lastprüfung und die Ermüdungsprüfung. Die übrigen Prüfungen gehören zur zweiten Gruppe. Bei der Festlegung von in der ETA angegebenden, von der Spannliedgröße abhängigen, verfahrensspezifischen Kenngrößen, z. B. Ankerplattenabmessungen, Achs- und Randabstände, wird zwischen den durch die Prüfungen für typische Spannliedgrößen experimentell bestätigten Werten interpoliert.

Bei ausreichenden Achs- und Randabständen, hinreichender Betondruckfestigkeit und Anordnung der zur Aufnahme der Spaltzugkräfte notwendigen Bewehrung sind für den Verankerungsbereich im Rahmen der Bauteilbemessung keine rechnerischen Nachweise zu führen. Die Aufnahme und Weiterleitung der durch die Vorspannung im Bauteil hinter der Verankerung auftretenden Kräfte hingegen muss rechnerisch nachgewiesen werden.

6.3 Kriterien für die Systemauswahl

Aus der Vielzahl der Spannverfahren, die von den Herstellern angeboten werden und die die formalen Anwendungsvoraussetzungen (z. B. in Form einer Zulassung und eines Übereinstimmungszertifikats) erfüllen, müssen projektbezogen bereits bei der Planung die Art der Vorspannung sowie geeignete Systeme ausgewählt werden. Dabei sind verschiedene Kriterien zu beachten.

6.3.1 Konstruktive Anforderungen

Planungsvorgaben des Bauherrn und der Normen sind stets zu berücksichtigen. In Deutschland stellt beispielsweise im Bereich der Straßenbrücken die externe Vorspannung (bzw. die Mischbauweise) die

Regelbauweise in Längsrichtung für Brücken mit Hohlkastenquerschnitt dar. Durch die konstruktive Forderung eines Mindestanteils externer Längsvorspannung und Spannlieder mit nachträglichem Verbund in der Fahrbahn- und Bodenplatte ergeben sich bei getrennter Herstellung von Trog und Fahrbahnplatte im Bauzustand beim Betonieren der Fahrbahnplatte im Stützbereich Zugspannungen in den oberen Stegabschnitten des Trogs, die nicht durch Vorspannung überdrückt werden können. Hier könnte eine Öffnung der Regelungen wie im Bereich der Eisenbahnbrücken zu einer Verbesserung der Bauweise für Straßenbrücken beitragen. Die Vorspannung von Fahrbahnplatten in Querrichtung hat mit internen, verbundlosen Spannliedern zu erfolgen. Mit diesen beiden auch im nationalen Anhang zu EN 1992-2 enthaltenen Forderungen soll den Erfahrungen aus den aufgetretenen Korrosionsschäden Rechnung getragen werden. Bei Brückenträgern mit Plattenbalkenquerschnitt hingegen dürfen externe Spannlieder im Neubau nicht angeordnet werden, um schweren Schäden infolge von Fahrzeuganprall, Brand oder Vandalismus vorzubeugen [101]. Externe Spannlieder kommen jedoch zur nachträglichen Verstärkung auch bei Plattenbalkenüberbauten zum Einsatz. In der Schweiz gibt es die oben beschriebenen, über die europäische technische Bewertung hinausgehenden Anforderungskategorien an den Korrosionsschutz, die vom Bauherrn projektspezifisch festgelegt werden.

6.3.2 Wirtschaftliche Ausnutzung des Spannstahls

Selbstverständlich wird man stets bemüht sein, zu möglichst wirtschaftlichen Lösungen zu gelangen. Dazu wird beispielsweise bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund eine hohe und gleichmäßige Ausnutzung des Spannstahls angestrebt. Insofern

sind Spannkraftverluste infolge Reibung bei langen und stark umgelenkten Spanngliedern sowie Verankerungsschlupf bei kurzen Spanngliedlängen zu minimieren. Die Aufbringung der Vorspannung von zwei Seiten sowie die Möglichkeit die Spannkraft abzulassen oder nachzuspannen ermöglichen einen gleichmäßigeren Verlauf der Spannkraft (vgl. Abschnitt 8.2.2).

6.3.3 Abwägung von Vor- und Nachteilen

Die komplexe Aufgabe der Wahl des optimalen Spannverfahrens zeigen die folgenden Überlegungen für das Beispiel von vorgespannten Flachdecken. Bei diesen Bauteilen werden querschnittsbedingt viele kleine Spannglieder angeordnet. Durch die Anordnung von Monolithenspanngliedern in freier Spanngliedlage können gegenüber Lösungen mit nachträglichem Verbund die Kosten für den Einbau gesenkt und die Kosten für das Verpressen gänzlich vermieden werden. Zusätzlich treten beim Aufbringen der Vorspannung nur sehr geringe Reibungsverluste auf und der Bauablauf ist witterungsunabhängiger, da das Verpressen entfällt. Durch den fehlenden Verbund treten einerseits geringere Spannungsamplituden bei veränderlichen Beanspruchungen auf, andererseits wird der Spannstahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit geringer ausgenutzt, wodurch mehr Betonstahlbewehrung als bei der Anordnung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erforderlich wird. Durch die werkmäßige Vorfertigung interner verbundloser Spannglieder können die Abmessungen des Schutzmantels deutlich kleiner ausfallen als diejenigen von Hüllrohren für Spannglieder mit nachträglichem Verbund, in welche die Spannstäbe erst eingezogen oder geschoben werden müssen. Dadurch sind bei verbundloser Vorspannung prinzipiell größere Exzentrizitäten der Spannglieder möglich. Andererseits verhalten sich verbundlose interne Spannglieder ungünstiger im Brandfall, sodass für eine geforderte Feuerwiderstandsklasse ggf. eine höhere Betondeckung und damit geringere Exzentrizität erforderlich ist als bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund.

6.3.4 Verfahrensspezifische Aspekte

Die von verschiedenen Herstellern angebotenen Spannverfahren unterscheiden sich sowohl hinsichtlich der Spanngliedergrößen als auch hinsichtlich der für Bemessung und Konstruktion relevanten Parameter. Es gibt zwar einige Standardgrößen für Spannglieder, die sich als zweckmäßig für viele Anwendungen erwiesen haben. Jedoch führt die große Diversität bei den Spannstaahlquerschnitten und Festigkeiten zu Abweichungen zwischen den Spannverfahren einzelner Hersteller. Darüber hinaus führen auch die vom Hersteller gewählten Verankerungskonstruktionen und Hüllrohrquerschnitte zu unterschiedlichen Abständen der Spannglieder im Verankerungsbereich und im Bereich der freien Länge.

Auch die erforderlichen Betonfestigkeiten zum Zeitpunkt der Aufbringung der Vorspannung sowie der generelle Anwendungsbereich unterscheiden sich, je nach dem vom Spannverfahren im Rahmen der Zulassung durchlaufenen Versuchsprogramm. Neben diesen systematischen, nachvollziehbaren Abweichungen zwischen den verschiedenen Spannverfahren gibt es aber auch Unterschiede, die sich nicht erklären lassen, und vermutlich aus der individuellen Tradition der einzelnen technischen Bewertungstellen resultieren. So werden beispielsweise in verschiedenen europäischen technischen Zulassungen identischer Spannglieder für nachträglichen Verbund mit gleicher Art und Anzahl von Spannstaahlitzen sowie gleicher Hüllrohrart und gleichem Hüllrohrdurchmesser völlig unterschiedliche maximale Exzentrizitäten des Spannglieds im Hüllrohr sowie Reibungsbeiwerte angegeben. Ein anderes Beispiel für signifikante Abweichungen sind die zulässigen Umlenkungen bzw. Verzugsängen bei der Aufspreizung von Monolithenspanngliedern im Verankerungsbereich. Auf diese verfahrensspezifischen Unterschiede ist bereits bei der Planung und bei der Ausschreibung Rücksicht zu nehmen.

7 Einbau, Vorspannen und Verpressen

7.1 Allgemeines

Wichtige Festlegungen zur Ausführung von Tragwerken aus Beton enthält EN 13670 mit den jeweiligen nationalen Anwendungsregeln: DIN 1045-3 bzw. ÖNORM B 4704. Darüber hinaus sind das CEN Workshop Agreement CWA 14646 „Requirements for the installation of post-tensioning kits for prestressing of structures and qualification of the specialist company and its personnel“ (January 2003) bzw. seine nationalen Umsetzungen, die DIBt-Grundsätze für die Anwendung von Spannverfahren – April 2006 und ONR 24761. Ferner sind die Vorgaben von Bauherrenseite z. B. in Form der ZTV-ING zu beachten.

7.2 Einbau

Spannglieder ohne Verbund werden im Regelfall im Herstellwerk komplett vormontiert, auf Haspeln zur Baustelle transportiert und dort verbaut. Auch bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund ist eine werkseitige Vormontage möglich, es ist aber auch die Montage der Spannglieder auf der Baustelle üblich. Diese kann als Vormontage außerhalb des Bauteils oder direkt in der endgültigen Position im Bauteil erfolgen. Letzteres empfiehlt sich bei Festankern, die als Verbundanker ausgeführt werden.

Häufig, insbesondere wenn beide Anker frei zugänglich sind, werden vor der Betonage nur die Hüllrohre, Trompeten und andere Übergangskon-



Bild 19. Einschieben von Spannstahl Litzen (Foto: PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co. KG)

struktionen sowie einbetonierte Verankerungskörper verlegt. Nach der Betonage werden die Zugglieder – meist Litzen – entweder eingeschoben oder, vor allem bei komplizierten Spannmitgliedverläufen mit großen Umlenk winkeln, von der Gegenseite her eingezogen. Wegen der relativ großen erforderlichen Kräfte kann dies im Regelfall nicht manuell erfolgen, sondern nur unter Einsatz entsprechender technischer Geräte. Bild 19 zeigt den Einsatz eines hydraulischen Einschiebegärts. Der erst nachträgliche Einbau der Zugglieder hat den Vorteil, dass die empfindlichen Spannstähle nur kurz ohne besonderen Korrosionsschutz im Bauwerk liegen.

Vor allem das Einschieben der Litzen führt aber zu einer stark ungeordneten Litzenanordnung, die bei kurzen Spannmitgliedern große Spannkraftunterschiede zwischen den einzelnen Zuggliedern bedingen kann. Ferner steigen bei ungeordneten Zuggliedern die Reibungsbeiwerte durch die gegenseitige Verklemmung merklich.

7.3 Vorspannen

Das Vorspannen von Litzen Spannmitgliedern erfolgt an den Spannankern mit Bündelspannpresen, in deren Öffnungen die überstehenden Litzen eingefädelt und dort mit Keilen geklemmt werden (siehe Bild 20). Bei kurzen Spannmitgliedern empfiehlt sich zuvor ein Vorstraffen der einzelnen Litzen mit einer Einzellitzenspannpresse, um eine gleichmäßige Spannkraftverteilung auf die Zugglieder sicherzustellen. Bündelspannpresen haben eine Kapazität von bis zu ca. 10 MN entsprechend erforderlichen Vorspannkraften für die größten Spannmitglieder mit 37 Litzen, 150 mm². Sie werden über elektrische Hydraulikaggregate bedient.

Da der Kolbenhub der Spannpresen begrenzt ist, muss bei langen Spannmitgliedern umgesetzt werden.

Dazu werden die teilvorspannten Zugglieder mit der endgültigen Klemmverankerung auf der Ankerplatte abgesetzt. Im Fall von Klemmkeilen hinterlassen diese dadurch Einprägungen der Keilzähne auf der Spannstahl oberfläche. Beim erneuten Verankern nach dem Weiterspannen ist im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit und die statische Tragfähigkeit darauf zu achten, dass sich die Keile in ihrer endgültigen Position in Spannstahlbereichen ohne Einprägungen („Keilbiss“) aus vorherigen Spannvorgängen befinden. Dies ist auch dann zu beachten, wenn zur Vergleichmäßigung des Spannkraftverlaufs die Vorspannkraft wieder abgelassen wird. Bei Drahtspannmitgliedern mit aufgestauchten Köpfchen werden nicht die einzelnen Drähte gefasst, sondern mittels geeigneter Spannpresen die gesamte Lagerplatte angehoben. Spannpresen sind regelmäßig – nach DIN 51308 mindestens halbjährlich – zu kalibrieren.

Für das Vorspannen ist z. B. nach ZTV-ING vorab eine Spannanweisung zu erstellen, die unter anderem Angaben zur erforderlichen Betonfestigkeit, die Reihenfolge des Vorspannens der Spannmitglieder, die Spannkraften und rechnerischen Spannwege enthält. Während des Vorspannens werden ständig die Pressenkraft über den Öldruck und der Spannweg über den Kolbenhub der Spannpresse aufgezeichnet und mit den rechnerischen Werten verglichen. Weicht die erzielte Vorspannkraft oder der gemessene Spannweg um mehr als 10% (für jedes einzelne Spannmitglied) bzw. um mehr als 5% (für die Summe aller in einem Querschnitt liegenden Spannmitglieder) von den vorgesehenen Werten ab, sind Nachbesserungsmaßnahmen vorzusehen und mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde abzustimmen. Der Spannvorgang selbst ist mit einem Spannprotokoll, das vom Spanningenieur abzuzeichnen ist, zu dokumentieren.



Bild 20. Anbringen einer Bündelspannpresse zum Vorspannen von Litzen-spanngliedern mit nachträglichem Verbund

7.4 Verpressen

Vor Beginn des Einpressens des Zementmörtels muss sichergestellt sein, dass sich im Hüllrohr keine Wasseransammlungen befinden und die Hüllrohre und die Entlüftungsrohre nicht verstopft sind. Das Einpressen erfolgt immer an den Tiefpunkten der Spannglieder, entweder von einer Verankerung mit Einpressöffnung oder auf der freien Länge des

Spannglieds von einem entsprechenden Anschlussstutzen am Hüllrohr aus. An den Hochpunkten und an Verankerungen im Inneren des Betons werden Entlüftungsrohre angeordnet.

Der Einpressmörtel wird chargenweise in einem Zwangsmischer (siehe Bild 21) gemischt und mit einer nachgeschalteten Pumpe mit relativ geringem Druck von wenigen bar langsam gefördert, um ein Verfüllen aller Hohlräume zu gewährleisten. Durch den geringen Förderdruck sind die Verpresslängen begrenzt. Das Verpressen wird solange fortgesetzt, bis am Entlüftungsrohr eine hinreichende Menge Einpressmörtel mit nahezu gleicher Konsistenz wie am Verpressgerät ausgetreten ist.

Die Richtlinie zur Überwachung des Herstellens und Einpressens von Zementmörtel in Spannkäneln (2002) des DIBt regelt in Deutschland die Überwachung von Einpressvorgängen durch eine anerkannte Überwachungsstelle. Zur Dokumentation der Einpressvorgänge stellt die Richtlinie entsprechende Musterformulare bereit.



Bild 21. Verpressen von Spanngliedern: Einpressgerät (im Hintergrund), Eintauchversuch im Vordergrund

8 Vorspannung von Balken

Balken zeichnen sich geometrisch über eine gegenüber den anderen beiden Dimensionen Breite b und Höhe h dominierende Bauteillänge l aus ($l \gg b$ bzw. h). Ihre vordergründige Beanspruchung erfolgt auf Biegung. Vorgespannte Stahlbetonbalken sind darüber hinaus mit einer wesentlichen Drucknormalkraft beaufschlagt, sodass eine echte Interaktionsbeanspruchung aus Biegung und Längskraft vorliegt.

Häufig werden Balken in einfachen statischen Systemen als Einfeld- oder Durchlaufträger verwendet. Typische Anwendungsfelder sind Spannbetonbinde im Hallenbau oder Balkenbrücken. Drei wesentliche Querschnittsformen haben Bedeutung. Neben

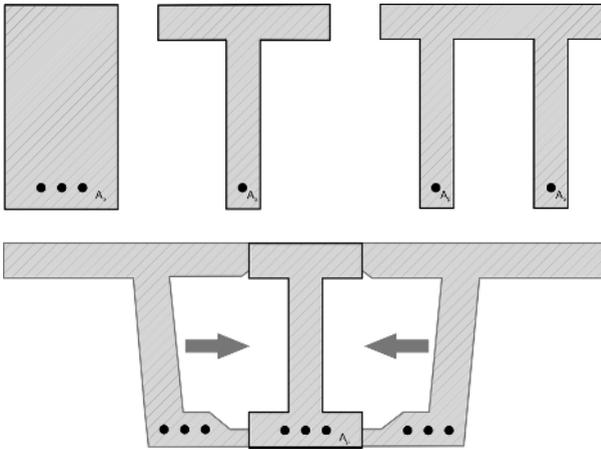


Bild 22. Verbreitete Querschnitte vorgespannter Balken

der einfachsten rechteckigen Querschnittsform führt eine gezielt vergrößerte Breite der Druckzone von Balken zu den eigengewichtsoptimierten Plattenbalken mit einem oder mehreren Stegen. Einem bei schlanken Stegen erhöhten Platzbedarf in der Zugzone zur Unterbringung oft zahlreicher Spannglieder in Feldsituationen werden Träger mit I-Querschnitten gerecht. Dies ist zugleich eine Form, wie sie sich als Vereinfachung von Hohlkästen aus dem Brückenbau unter einachsiger Biegung in Längsrichtung durch gedankliches Zusammenschieben der Hohlkastenstege ergibt (Bild 22).

Im Vergleich zu deutlich komplexeren Plattentragwerken oder dem Brückenbau existiert bei Balken häufig nur eine Spanngliedlage. Falls doch mehrere Spanngliedlagen existieren, verlaufen diese im Wesentlichen affin zueinander, was weitgehend eine Zusammenfassung in ihrem gemeinsamen Wirkungsschwerpunkt ermöglicht. Eine Ausnahme davon bildet lediglich die konsekutive Vorspannung mehrerer Lagen, bei der reihenfolgebedingt jeder Strang gegen einen hinsichtlich der Spannungen veränderten Ausgangszustand vorgespannt wird.

Auf derartig abgegrenzte vorgespannte Stahlbetonbalken beziehen sich die folgenden Ausführungen.

8.1 Anordnung und Verlauf der Spanngliedführung

Ziel einer jeden Spanngliedführung ist die optimale Positionierung des Spannglieds hinsichtlich der maximalen Verminderung erwarteter Schnittgrößen aus äußeren Einwirkungen entsprechend der avisierten Nutzung. Insbesondere die Momenten- und Querkraftwirkungen stehen dabei im Fokus.

Generell können Spannglieder innerhalb oder außerhalb des Betonquerschnitts verlaufen (vgl. Abschnitt 6.2 und Bild 23), wobei im sofortigen oder nachträglichen Verbund liegende Spannglieder den Standardfall für Spannbetonbalken darstellen. Interne Spannglieder ohne Verbund hingegen werden vermehrt zur Vorspannung von Plattentragwerken, oft in freier Spanngliedlage, verwendet. Die externe Vorspannung findet ihre derzeit wohl häufigste Anwendung bei der Verstärkung von Bestandtragwerken, insbesondere bei gealterten Spannbetonbrücken [91, 106]. Ohne den Schutz des umliegenden Betons ist hierbei der Korrosionsschutz anderweitig, z. B. durch Kunststoffummantelung, zu gewährleisten.

Um etwa dem erwarteten Schnittgrößenverlauf des Moments aus Eigengewicht am Zweifeldträger nach Bild 24 maximal entgegenzuwirken, ist eine tiefe Spanngliedlage im Feld weit unterhalb des Schwerpunkts bei gleichzeitig möglichst hoher Lage über dem Schwerpunkt an der Innenstütze zweckmäßig. Zudem sollte eine exzentrische Positionierung an den Außenstützen vermieden werden, da dort in den

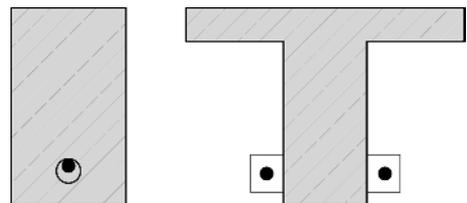


Bild 23. Interne und externe Spanngliedführung

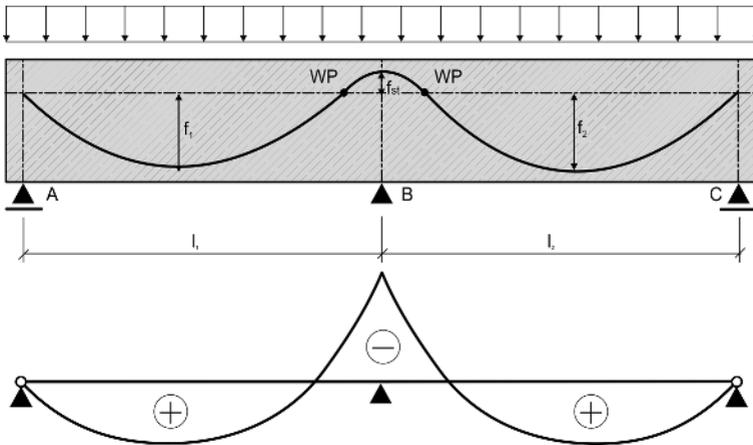


Bild 24. Spanngliedführung am Zweifeldträger nebst erwarteter Momentenbeanspruchung aus Eigengewicht

Auflagerlinien kein Moment aus Einwirkungen entsteht. So werden einerseits hohe Drucknormalkräfte über die gesamte Länge in den Beton induziert und andererseits der erwarteten Biegespannungsverteilung im Querschnitt aus äußeren Lasten durch die geplante Exzentrizität der Spannglieder gezielt entgegengewirkt.

Verallgemeinert kann davon gesprochen werden, dass sich die Lage des Spannglieds an einer Folge von Stützpunkten entlang der Balkenlängsachse orientiert, die sich aus obiger Grundüberlegung ergibt. In der etablierten Betrachtungsweise stellen sie Zwangspunkte dar, die von einer geeigneten mathematischen Funktion des Spanngliedverlaufs erfüllt werden müssen. Diesem Zweck dienen traditionell insbesondere einfache Interpolationsfunktionen niedriger Ordnung, die exakt durch vorgegebene Punkte verlaufen und zwischen ihnen einfache Formen annehmen. Approximationen der Zwangspunkte würden ebenfalls einen kontinuierlichen, d. h. in Lage und Neigung stetigen, Spanngliedverlauf ermöglichen, jedoch ließe sich die optimale Exzentrizität nicht genau örtlich fixieren. So bieten sich insbesondere Polynome bis zur Ordnung 2 (quadratische Parabeln) zur Beschreibung von Spanngliedverläufen an. Bei der im Spannbetonbau üblichen Schlankheit der Konstruktionen mit einem Verhältnis von Bauteillänge l zu -höhe h von $18 \leq \lambda = l/h \leq 28$, können die folglich flachen Parabeln häufig kreisförmig angenähert werden, was bei den Herleitungen formaler Zusammenhänge ausgenutzt wird. Auch Ausrundungen in engen Radien bspw. an Innenstützen von Durchlaufträgern erfolgen häufig kreisförmig mit kleinen Radien, wobei auf die Einhaltung des Mindestkrümmungsradi-

us zu achten ist, um lokales Plastizieren des Spannstahls zu vermeiden. Höhere Ordnungen der Polynome erhöhten zwar einerseits die Flexibilität zur Verbindung der Stützstellen, neigten andererseits jedoch zu ungewollten Oszillationen.

Auf dieser Grundlage zeigen sich die meisten praktisch relevanten Spanngliedführungen in Erwartung typischer Schnittgrößenverläufe vorherrschender Einwirkungen in üblichen Lastbildern, abschnittsweise konstant, linear veränderlich oder parabelförmig. Ein Nachteil ist es, dass eine durchgehende Beschreibung der Spanngliedführung mit nur einer quadratischen Parabel, bis auf den Fall von Einfeldträgern, nicht möglich ist. Daher werden Teilparabeln abschnittsweise und oft an Wendepunkten der Krümmung des Spanngliedverlaufs miteinander unter Beachtung von Lage- und Neigungsrandbedingungen gekoppelt, wobei die Überbestimmtheit generell ein iteratives Vorgehen, wie z. B. in [94] dargelegt, erfordert. Die Überbestimmtheit resultiert daraus, dass die allgemeine Form einer quadratischen Parabel nach Gl. (1) drei Unbekannte (a, b, c) besitzt, im Allgemeinen jedoch 3 Lage- (Anfang, Tief- bzw. Hochpunkt, Ende) und 2 Neigungsrandbedingungen an den Abschnittsgrenzen bestehen.

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (1)$$

≙ Funktion der Spanngliedlage

$$f'(x) = 2ax + b \quad (2)$$

≙ Funktion der Spanngliedneigung

$$f''(x) = 2a \quad (3)$$

≙ Funktion der Spanngliedkrümmung

Durch den im iterativen Vorgehen begründeten Aufwand verwendet am Markt etablierte Software oft-

mals kubische oder exponentielle Splines, die sich durch höhere Kontinuitätseigenschaften C^2 , d.h. einer Stetigkeit bis zur zweiten Ableitung an allen Stützstellen des abschnittswisen Verlaufs aus Benutzervorgaben, auszeichnen. Es ist darauf zu achten, dass softwareabhängig gegebenenfalls auch eigentlich gerade Teilstücke des Spanngliedverlaufs mit Splines abgebildet werden, die tatsächlich nur anschaulich, d.h. am Bildschirm, gerade erscheinen. Insbesondere an Übergangsstellen zwischen geraden und stark gekrümmten Teilstücken können parasitäre tatsächlich nicht existente Umlenkwirkungen und erhöhte Reibungsverluste errechnet werden. Besonders für Handrechnungen sind Splines im Vergleich zu Parabeln aufgrund des erhöhten numerischen Aufwands nicht vorteilhaft.

Auch im Hinblick auf die Verfahrenstechnik gelingt eine Zuordnung üblicher Spanngliedverläufe. Fertigungsbedingt erfolgt die Spanngliedführung im sofortigen Verbund meistens abschnittsweise gerade, maximal polygonal, da die praktische Umsetzung und konstruktive Durchbildung einer jeden Umlenkstelle der Führung hohe Anforderungen stellt. Eine parabelförmige Spanngliedführung findet sich im Umkehrschluss meistens in Kombination mit Vorspannung im nachträglichen Verbund. Hierbei besteht der wesentliche Vorteil in einer stets idealen Ausnutzung der lokalen Position des Spannglieds bzw. des dadurch induzierten, den Nutzlasten gegenläufigen Momentenanteils der Vorspannung.

Beide Vorspannverfahren lassen sich praktisch auch in einem Bauwerk kombinieren. Ein typisches Beispiel dazu ist das nachträgliche Verbinden einer

Kette von Einfeldträgern einer Hochstraße zu einem Durchlaufträger (vgl. Bild 25). Dabei werden die Einfeldträger in einem Fertigteilwerk in Serienfertigung mit geradliniger Vorspannung im sofortigen Verbund produziert, wobei noch leere parabelförmig verlaufende Hüllrohre für eine folgende Ergänzung zum Durchlaufträger in der Verfahrenstechnik des nachträglichen Verbundes vorgesehen werden. In diese werden im weiteren Bauablauf vor Ort Spannglieder eingezogen, die die Einfeldträger zusammenspannen. Dies führt ausgehend von einer für Transportzwecke hinreichenden geradlinigen Vorspannung zu einer für den Endzustand idealen Spanngliedführung, mit großer Exzentrizität der Spannglieder im Feld- und Stützbereich.

Um der generell erhöhten Empfindlichkeit vorgespannter Systeme gegenüber Ungenauigkeiten insbesondere bei der Spannungsberechnung zu begegnen, sind die Querschnittswerte stets und anders als bei Stahlbetontragwerken unter Berücksichtigung bauablaufbedingt vorhandener Hohlräume durch noch nicht verfüllte Hüllrohre und tatsächlicher Spannstmengen zu bestimmen. Gl. (4) rekapituliert die linear elastische Spannungsgleichung des Betons unter einachsiger Beanspruchung aus Biegemoment M_y und Normalkraft N . Insbesondere der Biegeanteil resultiert bei vorgespannten Systemen gewöhnlich aus der Differenz großer Zahlenwerte aus Einwirkungen (G , ΔG , Q) und Vorspannung (P) und zeigt sich sensitiv gegenüber kleinen Variationen. Die Bezeichnung Querschnittswerte bezieht sich dabei auf die drei dort wesentlichen Widerstandskenngrößen Querschnittsfläche A , Flächenträgheitsmoment I und Schwerpunktabstand z der

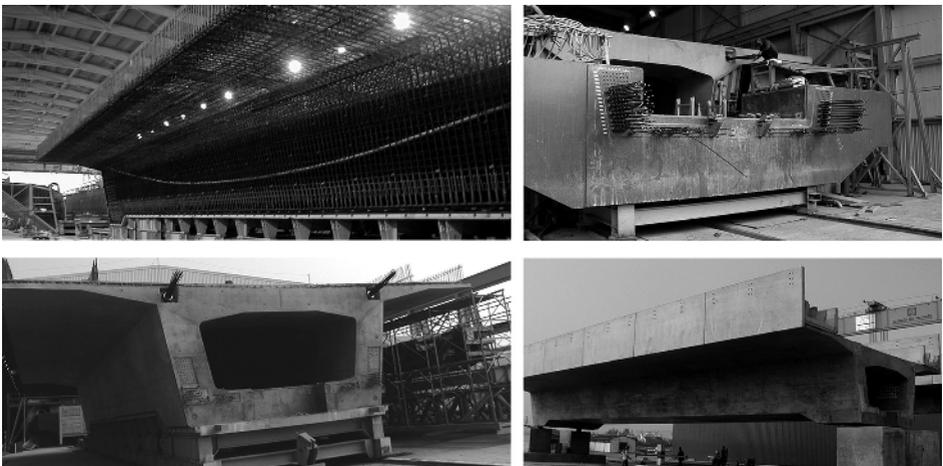


Bild 25. Bau eines Highspeed Railways in Taiwan in Kombination von Spanngliedern im sofortigen und nachträglichen Verbund (Foto: HOCHTIEF AG)

betrachteten Faser (hier dem unteren Querschnittsrand, Index u).

$$\begin{aligned} \sigma_{c,u} &= \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z_{c,u} \\ &= \frac{N(P)}{A} + \frac{M(G, \Delta G, Q) - M(P)}{I_y} \cdot z_{c,u} \end{aligned} \quad (4)$$

Insgesamt werden drei verschiedene Arten von Querschnittswerten unterschieden (vgl. Bild 26). Die Brutto-Querschnittswerte, gekennzeichnet durch den Index c, erfassen lediglich die Außenabmessungen des Spannbetonquerschnitts. Hinsichtlich des inneren Aufbaus differenzieren sie nicht; der Gesamtquerschnitt besteht aus Beton. Sie entsprechen somit der etablierten Betrachtungsweise, die auch bei Stahlbetonquerschnitten angewandt wird. Ihre Verwendung erfolgt vornehmlich im Zuge der Vordimensionierung oder bei schnellen überschlägigen Berechnungen, bei denen die Genauigkeit nicht zu sehr im Vordergrund steht. Die Gln. (5) bis (7) dienen ihrer Bestimmung, wobei die Summe sich dabei ggf. über alle einfachen geometrischen Teile (n) eines zur besseren Berechenbarkeit aufgeteilten gegliederten Gesamtquerschnitts erstreckt. Die Distanz zwischen dem Schwerpunkt der Teilquerschnitte und dem Gesamtsystem ist mit e_i bezeichnet.

$$A_c = \sum_{i=1}^n A_{c,i} \quad (5)$$

$$z_s(\bar{z}) = \frac{\sum_{i=1}^n (z_{c,i} \cdot A_{c,i})}{\sum_{i=1}^n A_{c,i}} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} I_c &= \sum_{i=1}^n (I_{c,Eigen,i} + I_{c,Steiner,i}) \\ &= \sum_{i=1}^n (I_{c,Eigen,i} + e_i^2 \cdot A_{c,i}) \end{aligned} \quad (7)$$

Netto-Querschnittswerte sind mit net indiziert und berücksichtigen zusätzlich die Lage leerer Hüllrohre mit der Fläche A_H im Betonquerschnitt. Sie bilden somit den zwischenzeitlichen Bauzustand beim Verfahren mit nachträglichem Verbund bzw. den endgültigen Ausbauzustand von interner Vorspannung ohne Verbund ab. Ihre Bestimmung erfolgt mit den Gln. (8) bis (10), worin I_H das Flächenträgheitsmoment des leeren Hüllrohrs bezeichnet.

$$A_{c,net} = A_c - A_H \quad (8)$$

$$z_{c,net} = \frac{A_c \cdot z_c - A_H \cdot d_p}{A_{c,net}} \quad (9)$$

$$I_{c,net} = I_c - I_H - A_H \cdot z_{c,net,p}^2 \quad (10)$$

Der letzte Satz der sogenannten ideellen Querschnittswerte erfasst schließlich auch die Spannglieder mit der Fläche A_p im Beton. Damit stellt er durchgängig für das Verfahren mit sofortigem Verbund, als auch nach Auspressen der Hüllrohre bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund, die wesentliche Berechnungsgrundlage für Nachweise im Grenzzustand von Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit dar. Ihre Berechnung erfolgt mithilfe der Gln. (11) bis (13).

$$\begin{aligned} A_i &= A_c - A_p + \alpha_p \cdot A_p \\ &= A_c + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \end{aligned} \quad (11)$$

$$z_{i,p} = z_{c,p} - z_{c,i} = z_{c,p} - \frac{(\alpha_e - 1) \cdot A_p \cdot z_{c,p}}{A_i} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} I_i &= I_c + A_c \cdot z_{c,i}^2 - A_p \cdot z_{i,p}^2 \\ &\quad + (\alpha_e - 1) \cdot A_p \cdot z_{i,p}^2 \end{aligned} \quad (13)$$

Darin bezeichnet $z_{c,i}$ die Verlagerung des Schwerpunkts zwischen Brutto- und ideeller Lage und α_p

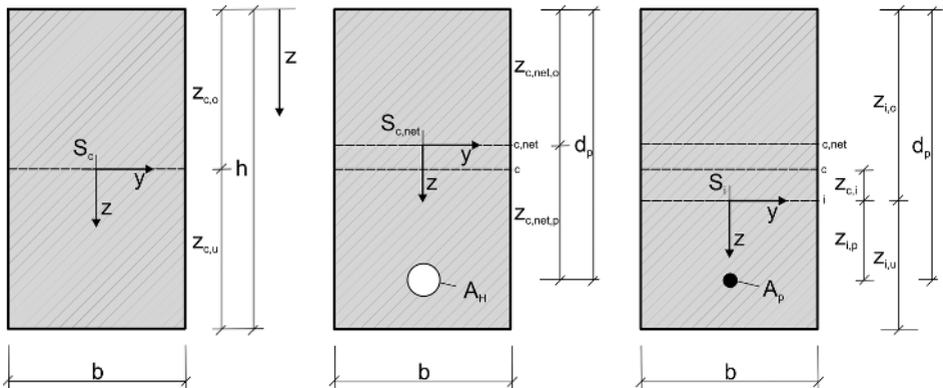


Bild 26. Querschnittswerte: brutto, netto und ideell

das Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Spannstahls E_p zum Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons E_{cm} in Abhängigkeit seiner Festigkeitsklasse. Für Spannstahl in Litzenform wird üblicherweise ein Elastizitätsmodul von 195000 N/mm^2 angenommen im Gegensatz zu Spanndrähten oder -stäben für die 205000 N/mm^2 angesetzt werden. Exakte Werte sind jeweils den zugehörigen Zulassungen der Verfahren zu entnehmen.

Näherungsformeln wie bspw. Gl. (14) zur Ermittlung des ideellen Flächenträgheitsmoments ausgehend von Nettowerten sind nicht zu empfehlen, da allein hierdurch bereits Fehler von bis zu 5% entstehen können. Eine Größenordnung, die den Genauigkeitsanspruch von Berechnungen im Spannbetonbau konterkariert.

$$I_i \approx I_{c,\text{net}} + A_{c,\text{net}} \cdot z_{c,i}^2 + \alpha_e \cdot A_p \cdot z_{i,p}^2 \quad (14)$$

Eine Plausibilitätskontrolle der errechneten Querschnittswerte durch Vergleich der Kenngrößen untereinander ist stets angeraten. Für die Querschnittsfläche und das Flächenträgheitsmoment gilt bei Spannliedführungen in einem Strang allgemein, dass Nettowerte stets kleiner als Bruttowerte und diese wiederum kleiner als ideellen Kenngrößen sind. Der Schwerpunkt verschiebt sich ausgehend von seiner Bruttolage im Nettofall zum hüllrohrabseitigen Querschnittsrand; im ideellen Fall jedoch auf die Seite des hier mitberücksichtigten Spannlieds.

8.2 Spannkraftverluste

Hinsichtlich der Spannkraftverluste ist zwischen sofortigen und zeitabhängigen Gründen zu differenzieren. Die zeitabhängigen Verluste resultieren aus der Veränderung der Konstruktionsmaterialien (Beton und hochfester Spannstahl) mit der Zeit durch die physikalischen Prozesse des Kriechens, Schwindens und der Relaxation (vgl. Abschnitt 5.1).

Um zu verstehen, warum die durch die genannten Prozesse verursachte Verkürzung des Betons als Verlust an Vorspannkraft aufzufassen ist, dient eine kurze Rekapitulation des Verbundverhaltens von Spannbetonträgern.

Die etablierte Modellvorstellung zwischen den beiden wesentlichen Komponenten des Spannbetons, dem Spannlied und dem umgebenden Beton, unterstellt einen idealen (starken) Verbund zwischen diesen, was mechanisch äquivalent zur Dehnungsgleichheit beider Materialien in einer Faser, hier der Spannstahlfaser indiziert mit p , nach Gl. (15) ist.

$$\varepsilon_{c,p} \equiv \varepsilon_{p,p} \quad (15)$$

Bild 27 visualisiert einen nach dem Fasermodell in Lamellen unterteilten Spannbetonquerschnitt eines einfachen Binders in Feldmitte. In Fasern bzw. Lamellen mit gleichem Schwerpunktabstand erfahren

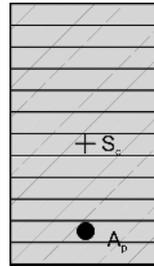


Bild 27. Querschnittseinteilung in Lamellen

alle Komponenten verbundbedingt gleiche Dehnungen.

Ändert sich die Dehnung in einem der beiden Verbundpartner in der Faser, beeinflusst dies somit gleichzeitig den Dehnungszustand des jeweils anderen. Unterstellt man zusätzlich und vereinfachend linear-elastisches Materialverhalten (oft eine realistische Annahme für den Gebrauchszustand von Spannbetonträgern), so kann direkt vom Dehnungs- in den Spannungsraum übergegangen werden. Hierbei zeigt sich, dass die Spannungen im Verhältnis der Elastizitätsmoduln α_p der Verbundpartner direkt mit den Dehnungen nach Gl. (16) gekoppelt sind. Eine Spannungsänderung in einer Betonfaser bewirkt eine α_p -fache Spannungsänderung der Spannstahlfaser in gleichem Schwerpunktabstand.

$$\varepsilon_{c,p} = \frac{\sigma_{c,p}}{E_c} \equiv \varepsilon_{p,p} = \frac{\sigma_{p,p}}{E_p}$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_{p,p} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \Delta \sigma_{c,p} = \alpha_p \cdot \Delta \sigma_{c,p} \quad (16)$$

8.2.1 Zeitabhängige Verluste

Verkürzt sich nun bspw. durch Trocknung (Schwinden) der Beton, muss der gekoppelte Spannstahl verbundbedingt diese Änderung vollständig mitmachen, er verkürzt sich ebenso. Eine Verkürzung des Spannstahls ist allerdings gleichbedeutend mit einem anteiligen Rückgang seiner Vorspannung die ursprünglich durch Längung induziert wurde.

Abseits der spezifischen physikalischen Prozesse, die die drei zeitabhängigen Materialveränderungen durch Kriechen, Schwinden und Relaxation charakterisieren, kommt es bez. der Verluste lediglich auf die absolute durch sie verursachte Größe der Verkürzung des Verbundkörpers an. Diese bestimmt die Größe der zeitabhängigen Verluste, die näherungsweise zum Zeitpunkt $t = \infty$ mit etwa 15% des initialen Vorspannungsniveaus abgeschätzt werden können. Diese Abschätzung beruht darauf, dass die zeitliche Entwicklung der prozessbestimmenden Größen wie Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ und Schwindmaß ε_s

(t, t_s) bei unveränderten Randbedingungen asymptotisch gegen einen zeitlichen Grenzwert verlaufen, d. h. gegen ein Maximum streben. In den normativen Ansatz einer Spannstahlspannungsdifferenz nach Gl. (17) gehen sie additiv ein, wobei auf der sicheren Seite liegend nur die Anteile zu berücksichtigen sind, die einer Verkürzung entsprechen (negatives Vorzeichen). Verlängerungen des Spannstahls (positives Vorzeichen), bspw. durch Quellen des Betons, werden hingegen vernachlässigt.

Genauere Berechnungen sind mit dem semi-empirischen Formelapparat oder anwenderfreundlicheren Diagrammen unter sogenannten Normbedingungen möglich. Details dazu finden sich z. B. in [45, 64, 104].

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (17)$$

8.2.2 Zeitunabhängige Verluste

Verfahrensbedingt treten bei Vorspannung im nachträglichen Verbund zudem Reibungsverluste auf. Durch die Relativbewegung des Spannglieds gegen das Hüllrohr tritt beim Anspannen des Stahls das sogenannte Reibpaar aus Spannglied und Hüllrohr in Kontakt. Ein Teil der Vorspannenergie wird durch die Bewegung an den Kontaktstellen in Form von Wärme dissipiert und steht im übertragenen Sinne nicht zur Längung des Spannglieds zur Verfügung. Typische Reibungskoeffizienten aus Zulassungen beinhaltet Tabelle 2.

Wesentlich für die Größe der Reibungsverluste sind einerseits die Materialien des Reibpaares und andererseits die geplante Spanngliedführung, insbesondere deren Krümmungseigenschaften. Dieser ortsabhängige Anteil wird als gewollter oder planmäßiger Umlenkwinkel Θ bei der Berechnung der Reibungsverluste in Ansatz gebracht. Die an der Stelle der Laufkoordinate x entlang der Spanngliedführung jeweils noch vorhandene Spanngliedkraft $P_\mu(x)$ nach Gl. (18) ist gegenüber dem dauerhaft zulässigen Spannkraftniveau nach Gl. (19) mit zunehmendem Abstand vom Spannanker verringert. Dieses ist normativ in Abhängigkeit von charakteristischer Spannstahlzugfestigkeit f_{pk} und einer 0,1% bleibender Dehnung entsprechenden Spannung $f_{p0,1k}$ festgelegt.

$$P_\mu(x) = P_0 \cdot e^{-\mu(\Theta(x) + k \cdot x)} \quad (18)$$

$$P_0 = A_p \cdot \sigma_{p,0} = A_p \cdot \min \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p,0,1k} \end{cases} \quad (19)$$

Allgemein resultiert der normative Ansatz der Reibung nach Gl. (18) als Lösung der partiellen Differenzialgleichung der Seilreibung. Eine ausführliche

Tabelle 2. Reibungskoeffizienten typischer Konfigurationen nach [94]

Reibpartner aus	Reibungskoeffizient μ
kaltgezogener Stahl	0,17
Litzen in Blechhüllrohren	0,19
Monolitzen	0,06
glatter Rundstab	0,25
gerippter Stab	0,50

Herleitung findet sich zum Beispiel in [1, 2, 64]. Für übliche flache Spanngliedführungen in Trägern großer Schlankheit kann Gl. (18) weiterhin ohne große Genauigkeitsverluste durch eine Reihenentwicklung unter Beschränkung auf Terme erster Ordnung linearisiert werden. Unter dieser Voraussetzung liegt die Linearisierung zudem auf der sicheren Seite, d. h. sie überschätzt die Reibungsverluste.

$$P_\mu(x) = P_0 \cdot [1 - \mu \cdot (\theta(x) + k \cdot x)] \quad (20)$$

Als Richtwert geringer Spanngliedneigung kann dabei das Verhältnis des Parabelstichs f zur Balkenlänge l dienen, welches bei vorgespannten Systemen gewöhnlich kleiner 1/12 ist. Eine detaillierte Analyse der Näherung findet sich u. a. in [94].

Zur Bestimmung des planmäßigen Umlenk winkels aus der Spanngliedführung ist die Betrachtung zweier Grundsysteme vorteilhaft, von denen jeweils eines an das Verfahren mit sofortigem Verbund und eines an das mit nachträglichem Verbund angelehnt ist. Entsprechend zeigen sich die Spanngliedführungen der beiden Konfigurationen in Bild 28 parabelförmig bzw. polygonal. Die gestrichelte Faser visualisiert jeweils die Schwereachse der beiden Einfeldträger und f die maximale Exzentrizität der Spannglieder in Feldmitte. Das Koordinatensystem definiert die positiven Richtungen x und z .

Die Spanngliedführung des parabelförmigen Grundsystems ergibt sich unter Ansatz der Gln. (1) bis (3) aus der Festlegung dreier Randbedingungen. Dies seien hier ohne Beschränkung der Allgemeinheit zwei Lage- und eine Neigungsrandbedingung gemäß Gl. (21).

$$f(x=0) = 0; f\left(x = \frac{l}{2}\right) = f; f'\left(x = \frac{l}{2}\right) = 0 \quad (21)$$

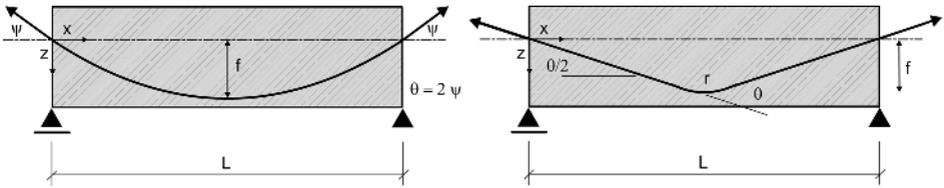


Bild 28. Grundsysteme mit parabelförmiger und polygonaler Spanngliedführung zur Bestimmung des geplanten Umlenkwinkels Θ

Daraus folgen die drei Konstanten a, b und c des Ansatzes zu:

$$a = -4 \cdot \frac{f}{l^2}; b = 4 \cdot \frac{f}{l}; c = 0 \quad (22)$$

Die Funktion der Spanngliedführung lautet somit:

$$f(x) = -4 \cdot \frac{f}{l^2} \cdot x^2 + 4 \cdot \frac{f}{l} \cdot x \quad (23)$$

Ihre erste Ableitung entspricht der Spanngliedneigung, hier ausgewertet am Trägeranfang und -ende.

$$\begin{aligned} f'(x) &= -8 \cdot \frac{f}{l^2} \cdot x + 4 \cdot \frac{f}{l}; f'(x=0) \\ &= 4 \cdot \frac{f}{l}; f'(x=l) = -4 \cdot \frac{f}{l} \end{aligned} \quad (24)$$

Die Summe aller Neigungsänderungen entspricht der Differenz der Neigungen von Trägeranfang und -ende und ist somit gleichzeitig der gesamte geplante Umlenkwinkel θ dieser Konfiguration.

$$\theta = f'(x=l) - f'(x=0) = 8 \cdot \frac{f}{l} \quad (25)$$

Hierbei treten die Neigungsänderungen kontinuierlich auf, wodurch der geplante Umlenkwinkel mit zunehmendem Abstand vom Koordinatenursprung linear nach Gl. (26) anwächst.

$$\theta(x) = 8 \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{x}{l} = 8 \cdot \frac{f}{l^2} \cdot x \quad (26)$$

In der zweiten Grundkonfiguration lässt sich der Umlenkwinkel unter Vernachlässigung der praktisch notwendigen Ausrundung der Knickstelle zur Einhaltung des Mindestkrümmungsradius des Spannglieds direkt aus der Geometrie ermitteln. Zwischen Trägeranfang und Feldmitte sowie symmetriebedingt zwischen der Knickstelle und dem Trägerende liegt jeweils eine konstante Neigung des Spannglieds vom Betrag

$$\tan \alpha \approx \alpha = 2 \cdot \frac{f}{l} \rightarrow \theta = 4 \cdot \frac{f}{l} \quad (27)$$

vor. Analog zum Vorgehen bei der parabelförmigen Konfiguration ergibt sich der gesamte geplante Umlenkwinkel θ betragsmäßig zum Doppelten aus der Summe beider halbseitigen Anteile, wobei der Umlenkwinkel in Unterscheidung zu vorher nun an einer singulären Stelle in Feldmitte auftritt und kein kontinuierlicher Zuwachs zwischen Trägeranfang und -ende erfolgt.

Diese beiden Grundkonfigurationen lassen sich allgemein beliebig hintereinanderschalten, um komplexere Spanngliedführungen abzubilden. Der gesamte Umlenkwinkel resultiert sodann aus der entsprechenden Summe, wobei dem kontinuierlichen oder lokalen Zuwachs in der Berechnung der Reibungsverluste, hier für einseitige Vorspannung visualisiert, Rechnung zu tragen ist (vgl. Bild 29).

Weiterhin beeinflussen auch die Lage und der Abstand der Unterstützungen des Hüllrohrs zur örtli-

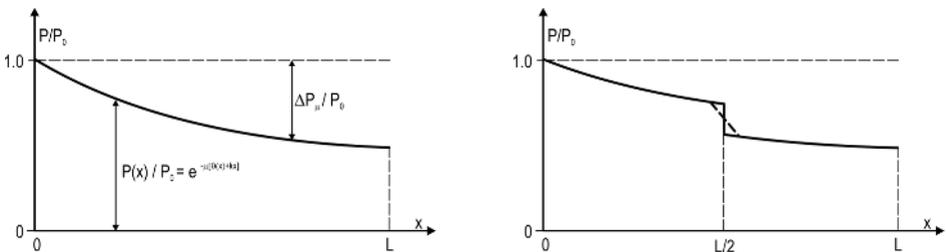


Bild 29. Qualitativer Verlauf der Reibungsverluste in beiden Grundkonfigurationen

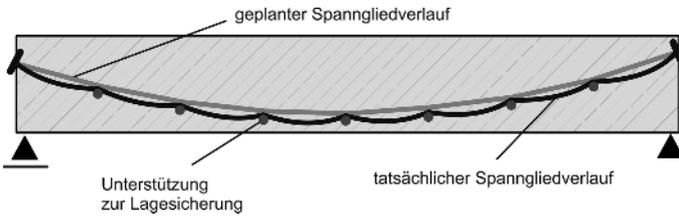


Bild 30. Modellvorstellung Giralde zum ungewollten Umlenkwinkel k

chen Fixierung an der Bewehrung die Größe der Reibungsverluste [86]. Zwischen punktuellen Unterstützungen verbleiben die Hüllrohre unbefestigt. Hier kommt es in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Hüllrohrs aus Durchhang zu Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Lage, die mit der Modellvorstellung einer Giralde nach Bild 30 verbunden sind. Die Positionen der nach Zulassung erforderlichen Unterstützungen zur Lagesicherung lassen sich wiederum aus der Funktion des Spanngliedverlaufs nach Gl. (1) berechnen.

Dieser zweite Anteil der sogenannten ungewollten Umlenkwinkel k ist unabhängig von der Spanngliedführung eine verfahrenstechnisch bestimmte Größe und nicht aktiv beeinflussbar [11]. Detaillierte Informationen zu den Reibungskennwerten, dem Reibungskoeffizienten μ und den ungewollten Umlenkwinkeln k , enthalten daher die Zulassungen der Spannverfahren (vgl. Abschnitt 6.2). Es ist zu beachten, dass zur Berechnung beide Winkelgrößen k und Θ im Bogenmaß in Gl. (18) eingesetzt werden müssen.

Damit ergibt sich der Verlauf der reibungsbedingt reduzierten Vorspannkraft entlang der Längsachse. Bei einseitiger Vorspannung vom Spannanker (SA) aus, hat er ebendort sein Maximum und verläuft entsprechend des exponentiellen Ansatzes flach, nahezu linear zum abseitigen Balkenende mit dem Minimum am dortigen Festanker (FA). Zur Bestimmung der mittleren Vorspannkraft ist es sinnvoll, die Reibungsverluste nur an endlich vielen repräsentativen Orten punktuell nach Gl. (18) zu berechnen. Aufgrund unterschiedlicher Krümmungsverhältnisse von Teilabschnitten ist es dazu vorteilhaft, eine Unterteilung in etwa gleichmäßige Längen vorzunehmen, um bei der Bestimmung der Fläche unterhalb der Kurve durch Integration, eine Gleichgewichtung sämtlicher Stützstellen zu gewährleisten. Die Integration erfolgt händisch z. B. durch die konsekutive Auswertung der Trapezformel zweier aufeinanderfolgender Stützstellen. Die Gesamtbeiträge werden anschließend aufsummiert und durch die Balkenlänge geteilt. Damit ergibt sich die integrale Größe der mittleren Vorspannkraft P_m , die zur Bestimmung der Schnittgrößen aus Vorspannung sowie zur Nachweisführung im Zustand von Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit herangezogen wird.

Bild 31 zeigt beispielhaft einen dreiteilig parabelförmigen Spanngliedverlauf eines Zweifeldträgers nebst dem zugehörigen Verlauf der Reibungsverluste entlang der Balkenachse bei einseitiger Vorspannung vom linksseitigen Spannanker aus. Deutlich unterscheidbar sind die individuellen Neigungen der Teilabschnitte bedingt durch die jeweiligen Krümmungseigenschaften. In Bereichen großer Krümmungen, hier im Bereich der Innenstütze, fallen verhältnismäßig hohe Reibungsverluste auf kurzer Strecke an, erkennbar am signifikant steileren Verlauf der Kurve in diesem Bereich.

Werden die Reibungsverluste rechnerisch zu groß und stellen damit letztlich die Wirtschaftlichkeit einer Vorspannung generell infrage, lässt sich dem gezielt verfahrenstechnisch entgegenwirken. Eine Möglichkeit bietet das kurzzeitige Überspannen, d. h. ein zeitlich begrenztes Vorspannen auf höherem Niveau $P_{0,\text{sup}}$ nach Gl. (28),

$$P_{0,\text{sup}} = A_p \cdot \sigma'_{p,0} = A_p \cdot 0,95 \cdot f_{p,0.1k} \quad (28)$$

mit anschließendem Nachlassen auf $P_{0,\text{inf}}$ nach Gl. (29). Dies stellt sicher, dass anschließend an keiner Stelle des vorgespannten Bauteils eine Spannung vorherrscht, die größer als das dauerhaft zulässige Normniveau nach Gl. (19) ist.

$$P_{0,\text{inf}} = \frac{P_0^2}{P_{0,\text{sup}}} \quad (29)$$

Die Länge l_{nl} , auf der der Spannkraftverlauf vom Nachlassvorgang beeinflusst wird, ergibt sich bei bekanntem Krümmungsverlauf $\theta(x)$ der Spanngliedführung und unter Annahme gleicher Reibungskoeffizienten beim Anspannen und Nachlassen nach Gl. (30).

$$l_{nl} = \frac{1}{2 \cdot \mu} \cdot \ln \left(\frac{P_{0,\text{sup}}}{P_{0,\text{inf}}} \right) \quad (30)$$

Der Verlauf der Reibungsverluste stellt sich hier nach wie in Bild 32 qualitativ gezeigt ein. Kennzeichnend ist der Schnittpunkt der beiden Äste bei der Länge l_{nl} rechtsseitig des Spannankers. Er erfüllt gleichzeitig die charakteristische Gleichung des Anspannungastes als auch diejenige des Nachlassastes. Letzterer folgt dem bekannten Reibungsansatz nach Gl. (18) bei gegenläufiger Bewegungs-

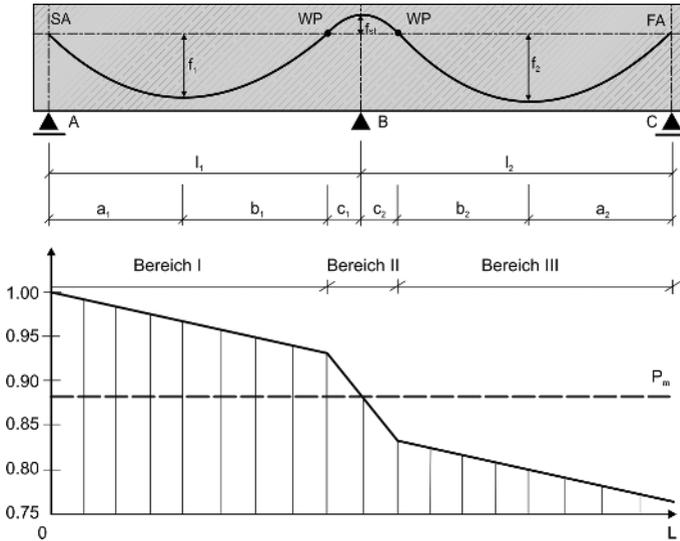


Bild 31. Gleichmäßige Unterteilung zur Berechnung der mittleren Vorspannkraft

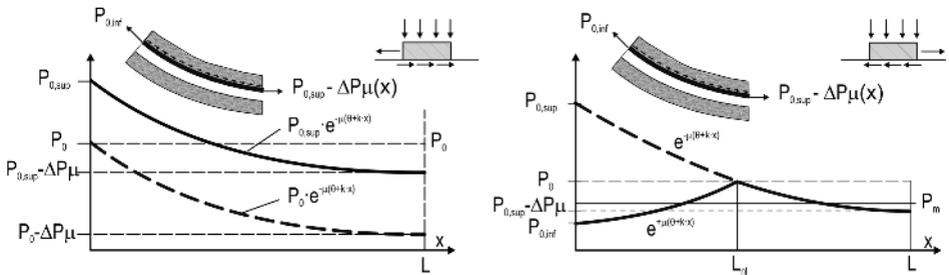


Bild 32. Einfluss von Überspannen und Nachlassen auf den Verlauf der Vorspannkraft

richtung, die sich in einem gedrehten, jetzt positiven Vorzeichen des Terms im Exponenten niederschlägt (Gl. 31).

$$P(x) = P_0 \cdot e^{+\mu \cdot (\theta(x) + k \cdot x)} \quad (31)$$

Die Integration zur Bestimmung der mittleren Vorspannkraft erfolgt konsequent unter Berücksichtigung der kleineren Ordinatenwerte des Nachlassastes der Darstellung und erfasst den hinter dem Schnittpunkt liegenden nicht beeinflussten Bereich unverändert.

Auch wiederholtes Anspannen und (Teil-)Ablassen oder beidseitiges bzw. wechselseitiges Vorspannen von den Verankerungsstellen aus wirken bez. der Reibung verlustmindernd. Jedoch sind der erhöhte Aufwand und die örtlichen Platzverhältnisse auf der

Baustelle zu beachten. Ausführliche Darstellungen zum spezifischen Vorgehen finden sich u. a. in [94].

Weiterhin kann es abhängig von der Art der Verankerung des Spannglieds zu Verlusten von Vorspannkraft durch Schlupf am Spannanker kommen. Einzelne Drähte oder Litzen werden verfahrensabhängig teils mittels Keilverankerungen in Bohrungen der Ankerplatte geführt und durch Klemmen fixiert. Im Zuge des Vorspannvorgangs kann es nach Absetzen der Spannkraft am Spannanker zu einem nicht beeinflussbaren Zurückrutschen des Spannglieds in das Hüllrohr kommen. Resultat davon ist es, dass die entsprechende Länge die geplante Längung des Spannglieds verkürzt, durch welche es seine initiale Vorspannung erhielt. Schlupf kann daher als ungewolltes Nachlassen aufgefasst werden und analog zu diesem Vorgang berechnet werden. Die qualita-

tive Darstellung des charakteristischen Spannungsverlaufs der Vorspannkraft nach Bild 32 behält somit unter Austausch des Index nl in sl (slip) ihre Bedeutung. Insbesondere Gl. (30) behält Gültigkeit zur Bestimmung der Einflusslänge des Schupfes $l_{s,l}$. Informationen, ob mit Schlupf zu rechnen ist und ggf. über die erwartete Länge des Zurückrutschens am Spannanker $\Delta l_{s,l}$, lassen sich wiederum der Zulassung des Spanverfahrens entnehmen. Eine Verrechnung mit den Reibungsverlusten geschieht üblicherweise im Zuge der Ermittlung der integralen mittleren Vorspannkraft P_m .

Beim Vorspannen mit sofortigem Verbund, d. h. der damit üblicherweise verbundenen Fertigung in Serien in einem Fertigteilwerk, kommt es verfahrenstechnisch zu keiner Relativverschiebung zwischen dem Spannstahl und dem umgebenden Beton. Das gegen das Spannbett verankerte gewöhnlich geradlinig durch die Schalung verlaufende Spannglied steht bereits unter Spannung, wenn der Beton in die Schalung gefüllt wird und darin erhärtet. Die Kraftübertragung erfolgt hier erst zeitversetzt nach hinreichender Erhärtung des Betons, wobei der Beton der Verkürzung des Spannstahls seine Steifigkeit als Widerstand entgegensetzt. Die Größe des Widerstands ist abhängig von den elastischen Eigenschaften der Verbundmaterialien, den Querschnittswerten als Charakteristika der Geometrie und den Flächenanteilen beider Werkstoffe am idealen Gesamtquerschnitt. Formal ergibt sich der Widerstand in Form der sogenannten Steifigkeitskennzahl α unter Verwendung ideeller Querschnittswerte nach Gl. (32).

$$\alpha = \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_i} \cdot \left(1 + \frac{A_i}{I_i} \cdot z_{ip}^2 \right) \quad (32)$$

Mit ihrer Hilfe lässt sich sowohl die verbliebene Spannung im Spannstahl nach Kraftübertragung auf den Beton aus der bekannten (messbaren) Spannstahtspannung im Spannbett $\sigma_{p0}^{(0)}$ nach Gl. (33) bestimmen

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p0}^{(0)} \cdot (1 - \alpha) \quad (33)$$

als auch die in den Beton induzierte Druckspannung nach Gl. (34) berechnen. Der Index 0 kennzeichnet dabei den Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung; der Kopfeizer (0) verweist generell auf den Spannbettzustand mit noch spannungslosem Beton.

$$\sigma_{cp,p} = -\sigma_{p0}^{(0)} \cdot \frac{\alpha}{\alpha_p} \quad (34)$$

Der Spannungsrückgang im Spannstahl der bei der Kraftübertragung auf den Beton auftritt wird gemeinhin als elastischer Verlust bezeichnet.

8.3 Umlenk- und Verankerungskräfte

Die Wirkung der Vorspannung auf den Verbundwerkstoff kann effizient mit der Methode der Um-

lenk- und Verankerungskräfte idealisiert und erfasst werden. Hilfreich ist hierbei der Rückgriff auf die beiden zuvor eingeführten Grundsysteme mit parabelförmigem bzw. polygonalem Spanngliedverlauf (vgl. Bild 28). Die hieran erläuterten Grundprinzipien lassen sich sodann erneut auf komplexere Situationen, die Elemente beider Konfigurationen vereinen, übertragen.

Die sogenannten Verankerungskräfte ergeben sich in beiden Fällen als Einzelkräfte, die senkrecht auf den Ankerplatten der Ankerkörper an den Enden der Spanngliedführung stehen. Ihre Wirkungsrichtung ist somit über den Endtangentialwinkel der Spanngliedführung, welcher aus der Spanngliedneigung an den Ankerkörpern resultiert, eindeutig festgelegt. Verankerungskräfte erfassen die Wirkung der Vorspannung auf den Betonkörper über eine Drucknormalkraft in der Größe der mittleren Vorspannkraft P_m und idealisieren damit im Wesentlichen den Normalkraftanteil der Vorspannung.

Dies allein ist jedoch lediglich dann hinreichend, wenn der Balken durchgängig geradlinig mit konstanter Exzentrizität vorgespannt wird. Andernfalls treten zusätzlich Umlenkkräfte überall dort auf, wo es zu Richtungsänderungen der Spanngliedführung gegenüber der Schwereachse des Spannbetonbalkens kommt.

In ihnen liegt also der wesentliche Unterschied der beiden zuvor eingeführten Grundsysteme. Im ersten Grundsystem mit der parabelförmigen Spanngliedführung ändert sich die Neigung des Spannglieds kontinuierlich, die Umlenkkräfte können daher als Linienlast zwischen den Ankerkörpern idealisiert werden. Im zweiten Grundsystem mit polygonaler Spanngliedführung liegt nur in Feldmitte eine Neigungsänderung vor. Hier tritt eine singuläre Umlenkkraft in Form einer Einzelkraft auf.

In beiden Fällen steht die Wirkungsrichtung der Umlenkkräfte prinzipiell senkrecht auf dem lokalen Spanngliedverlauf. Die Richtung der Pfeilspitze deutet dabei immer zum Krümmungsmittelpunkt.

Im polygonalen Fall ergibt sie sich folglich als Winkelhalbierende der Spanngliedneigungen der beiden Teilbereiche vor und nach der Umlenkstelle (vgl. Bild 28). Ist das System zudem symmetrisch, wie im Falle des zweiten Grundsystems, steht die Umlenkkraft zugleich auch senkrecht zur Längsachse des Balkens, ansonsten resultiert entsprechend der etablierten kartesischen Darstellung eine Zerlegung in vertikale und horizontale Komponenten (vgl. Bild 34, rechts). Ihre Größe lässt sich geometrisch aus dem Gleichgewicht der Kräfte an der Umlenkstelle aus einem Krafteck nach Bild 33 anschaulich bestimmen [102]. Unter Vernachlässigung der Reibung ist die mittlere Vorspannkraft P_m rechts- und linksseitig des Knickes gleichgroß. Die Richtung der Wirkungsrichtung entspricht jeweils der Spann-

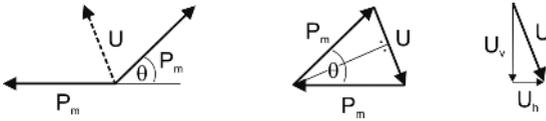


Bild 33. Umlenkkräfte einer singulären Umlenkstelle im Spanngliedverlauf

gliedführung. Die Umlenkkräfte U schließt das Krafteck in ihrer bekannten Wirkungsrichtung. Mit der erneuten Beschränkung auf praxisübliche flache Spanngliedverläufe und damit kleine Neigungswinkel resultiert die Größe der Umlenkkräfte U aus Gl. (35):

$$U = 2 \cdot P_m \cdot \sin(\theta/2) \approx P_m \cdot \sin\theta \approx P_m \cdot \theta \approx U_v \tag{35}$$

Für kreisförmige Spanngliedführungen mit dem Radius r ergibt sich die Größe der dann verteilten Umlenkkräfte gemäß der Kesselformel nach Gl. (36):

$$u = \frac{1}{r} \cdot P_m \tag{36}$$

Daraus lässt sich mit Bezug auf die Affinität von Parabeln zu Kreisen über den allgemeinen Ansatz zur Bestimmung des Krümmungsradius einer Funktion nach Gl. (37) aus [4]

$$r(x) = \frac{\sqrt{(1 + f'(x)^2)^3}}{f''(x)} \tag{37}$$

und der wiederum auf flache Parabeln beschränkten Näherung entsprechend Gl. (38)

$$f'(x)^2 \approx 0 \tag{38}$$

ein konstanter Krümmungsradius bestimmen, der sich aus der zweiten Ableitung des allgemeinen parabelförmigen Spanngliedverlaufs gemäß Gl. (3) ergibt.

$$r(x) = \frac{1}{\kappa(x)} = \frac{1}{f''(x)} = \frac{l^2}{8 \cdot f} \tag{39}$$

Dann resultiert die Größe der hier ebenfalls verteilten Umlenkkräfte in Abhängigkeit der beiden Formparameter f und l der parabelförmigen Spanngliedführung sowie der mittleren Vorspannkraft P_m gemäß Gl. (40).

$$u = \frac{8 \cdot f}{l^2} \cdot P_m \tag{40}$$

Bild 34 visualisiert exemplarisch die entstehenden Umlenk- und Verankerungskräfte an den statischen Systemen leicht veränderter Grundsysteme. Einer Exzentrizität der Spanngliedführung an den Auflagern einer parabelförmigen Spanngliedführung mit dem Stich $f = b + e$ wird durch einen ebenso exzentrischen Lastangriff der Verankerungskräfte entsprochen. Der polygonale Spanngliedverlauf mit hier zwei diskreten Knickstellen zeigt im Vergleich die singulären Umlenkkräfte im Abstand a von der Schwerelinie des Spannbetonbalkens und aufgeteilt in kartesische Komponenten.

Die Methode der Umlenkkräfte ist die wohl anschaulichste Art, Schnittgrößen aus Vorspannung näherungsweise zu berechnen, da sie die Vorspannwirkungen in Kräfte, Momente und Flächenlasten umwandelt, also in die üblichen Größen tagtäglicher Schnittgrößenberechnungen. Berechnet am statischen System – unabhängig davon, ob es statisch bestimmt oder unbestimmt ist, eben oder räumlich – ergeben sich automatisch die Schnittgrößen.

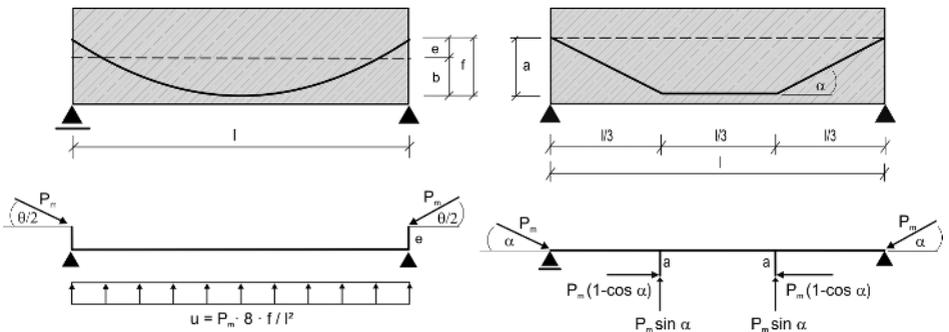


Bild 34. Umlenk- und Verankerungskräfte bei parabelförmiger und polygonaler Spanngliedführung

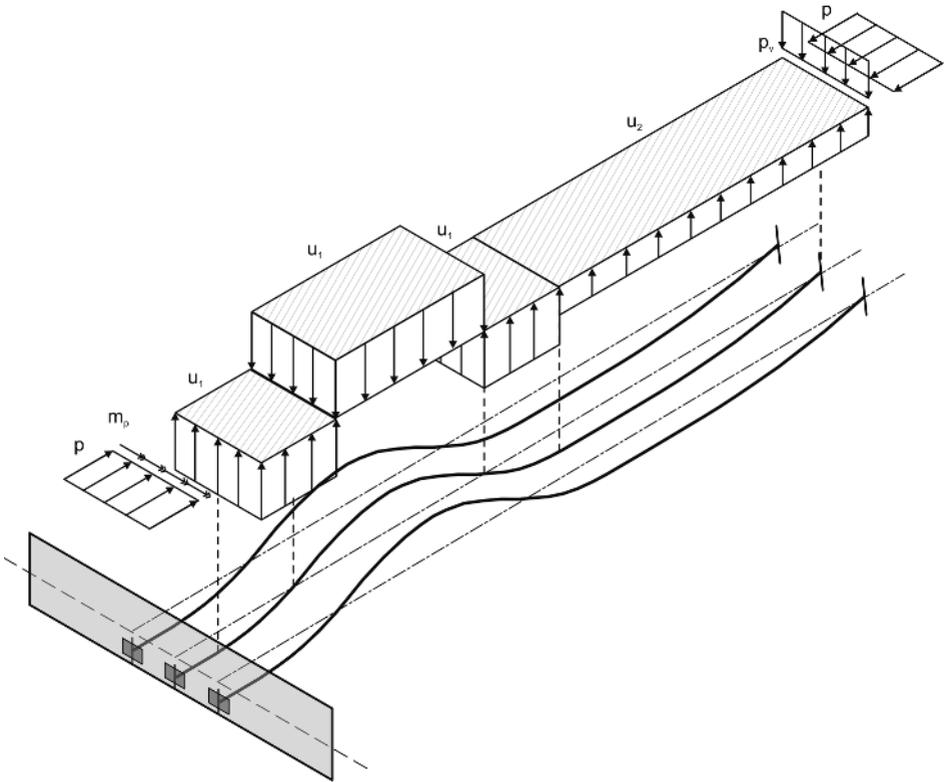


Bild 36. Dreidimensionale Darstellung der Umlenk- und Verankerungskräfte bei Plattentragwerken zur Eingabe in Finite-Elemente-Berechnungen

die Verankerungskräfte über Linienlasten und deren Exzentrizität über Linienmomente erfasst werden können.

8.4 Schnittgrößenermittlung

Hinsichtlich der Schnittgrößenermittlung vorgespannter Systeme ist grundsätzlich zwischen äußerlich statisch bestimmten und statisch unbestimmten Systemen zu unterscheiden. Resultiert aus der Vorspannung bei statisch bestimmten Systemen lediglich ein innerer Spannungszustand, kommen bei unbestimmten Systemen Zwangsspannungen und -schnittgrößen aus der Behinderung freier Verformbarkeit (überzählige Lagerung) hinzu.

8.4.1 Statisch bestimmte Systeme

Bild 37 zeigt zur Anschauung einen statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger mit geradlinig exzentrischer interner Vorspannung. Insgesamt 3 Frei-

heitsgrade sind durch die Auflagerbedingungen gesperrt. Zu ihrer Bestimmung stehen die bekannten 3 Gleichgewichtsbedingungen ebener Systeme zur Verfügung.

Eine Längsverkürzung und Verkrümmung, die der Betonkörper aus der Vorspannkraft P erfährt, kann über das horizontal verschiebbliche Lager in Punkt B zwangsfrei eingetragen werden. Die Schnittgrö-

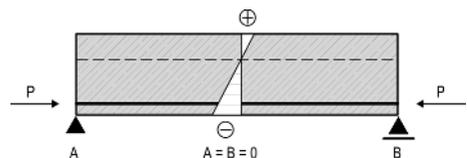


Bild 37. Einfeldträger mit exzentrisch geradliniger Spanngliedführung unter Vorspannung

ben des statisch bestimmten Systems (Index p,dir) nach den Gln. (41) bis (43) ergeben sich hier somit ausschließlich in Abhängigkeit von der Spanngliedführung, die Lage und Neigung α des Spannglieds an jedem Ort des Trägers eindeutig definiert. Auflagerreaktionen aufgrund von Vorspannung entstehen grundsätzlich nicht, was zur stets angeratenen Plausibilitätskontrolle von Handrechnungen herangezogen werden sollte.

$$N_{p,dir} = -P_m \cdot \cos\alpha(x) \approx -P_m \quad (41)$$

$$V_{p,dir} = -P_m \cdot \sin\alpha(x) \quad (42)$$

$$\begin{aligned} M_{p,dir} &= -P_m \cdot z_p(x) \cdot \cos\alpha(x) \\ &\approx -P_m \cdot z_p(x) \end{aligned} \quad (43)$$

Die Näherungen in den Ansätzen für Normalkraft und Biegemoment resultieren aus der schlankheitsbedingt geringen Neigung $\alpha(x)$ praxisüblicher Spanngliedverläufe und gehen nicht mit signifikanten Genauigkeitseinbußen einher.

Alternativ zu der sogenannten Betrachtung des inneren Eigenspannungszustands kann auch eine Lösung über die Methode der Umlenk- und Verankerungskräfte gefunden werden (vgl. Abschnitt 8.3).

8.4.2 Statisch unbestimmte Systeme

Anders verhält es sich wenn ein weiterer Freiheitsgrad gesperrt wird. So entsteht durch Hinzufügen eines Mittelauflegers in der Symmetrieachse des Referenzsystems nach Bild 37 ein einfach statisch unbestimmt gelagerter Zweifeldträger mit gleichen Feldlängen nach Bild 38. Die freie Verformbarkeit des Balkens bei Vorspannung ist durch das Mittelaufleger, welches ein Abheben verhindert, nun eingeschränkt. Durch die zusätzliche Festhaltung wird eine Zwangsbeanspruchung induziert, die in Reaktion Auflagerkräfte und zusätzliche Schnittgrößen, genauer den statisch unbestimmten Teil der Schnittgrößen (Index p,ind), hervorruft, wobei die Auflagerkräfte hieraus miteinander im Gleichgewicht stehen.

Nur im Spezialfall sogenannter konkordanter oder formtreuer Spanngliedführung resultieren auch bei statisch unbestimmten Systemen keine Auflagerkräfte [60]. Doch ist diese zwangungsfreie Vorspannung aufgrund nur beschränkt kleiner möglicher Exzentrizität der Spanngliedführung im Feld und an der Innenstütze meistens unwirtschaftlich [94].

Allgemein stehen zur Lösung statisch unbestimmter Systeme die bekannten Handrechenverfahren der Baustatik zur Verfügung:

- das Kraftgrößenverfahren,
- das Weggrößenverfahren und
- das Drehwinkelverfahren.

Das Drehwinkelverfahren geht unter Beschränkung auf ausschließlich Biegesteifigkeitsanteile (EI) aus

dem allgemeinen Weggrößenverfahren hervor. Es liefert für dominant auf Biegung beanspruchte Balken oft eine hinreichende Näherung bei deutlich reduziertem Berechnungsaufwand. Bei Rahmensystemen oder aber sehr großen Querschnitten und Vorspannkraften kann allerdings die Miterücksichtigung der axialen Steifigkeit (EA) notwendig werden, um die Qualität der Berechnungsergebnisse zu gewährleisten [94]. Viele praktische Hilfen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme mit dem Drehwinkelverfahren finden sich u. a. auch im Beton-Kalender 1982 [31] oder in [43, 69].

Alternativ dazu kann weiterhin die Methode der Umlenk- und Verankerungskräfte verwendet werden. Sie liefert im Ergebnis Gesamtschnittgrößen, die beide Anteile, den statisch bestimmten und den unbestimmten Anteil der Vorspannkraft, additiv entsprechend den Gln. (44) bis (46) umfassen.

$$N_p = N_{p,dir} (+N_{p,ind}) \quad (44)$$

$$V_p = V_{p,dir} + V_{p,ind} \quad (45)$$

$$M_p = M_{p,dir} + M_{p,ind} \quad (46)$$

Zur Bemessung ist es allerdings gewöhnlich erforderlich, beide Anteile der Schnittgrößen zu separieren. Hierzu ist bei der Methode mit den Umlenk- und Verankerungskräften eine zusätzliche Berechnung am statisch bestimmten Grundsystem erforderlich, die die Schnittgrößen des statisch bestimmten Anteils der Vorspannung getrennt ermittelt. Als Differenz beider Berechnungen lässt sich sodann auch der unbestimmte Anteil extrahieren.

Dieser wird im Zuge der Bemessung grundsätzlich auf der Einwirkungsseite angesetzt, wohingegen der

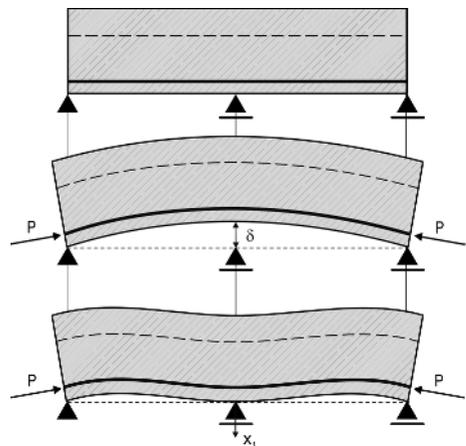


Bild 38. Statisch unbestimmtes System mit geradlinig exzentrischer Vorspannung am unteren Rand

statisch bestimmte Anteil, der ausschließlich aus der geplanten Spanngliedführung resultiert, ansatzabhängig sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite angesetzt werden kann (vgl. z. B. Abschnitt 9.2.2). Die Begründung dazu ist, dass der statisch unbestimmte Anteil beim Übergang vom Gebrauchszustands- zum Tragfähigkeitsniveau auch bei Rissbildung nahezu unverändert bleibt, da er von der Dehnungsbehinderung des Gesamtsystems hervorgerufen wird. Der statisch bestimmte Anteil bei Vorspannverfahren mit Verbund ist jedoch orts- und dehnungsabhängig, d. h. in jedem Schnitt abhängig von ursprünglicher bzw. verbliebener Vordehnung und nutzlastinduzierter Zusatzdehnung.

Im Folgenden soll das Vorgehen einer Handrechnung nach dem Kraftgrößenverfahren erläutert werden. Es hat trotz der häufig bevorzugten Nutzung von Computerprogrammen zur Stabwerksanalyse und Schnittgrößenermittlung Relevanz, gerade bei allseits angeratenen Plausibilitätskontrollen und zur Entwicklung tieferen Verständnisses der Berechnungen. Es gliedert sich gewöhnlich in folgende Teilschritte:

- Systemidentifikation,
- Wahl eines geeigneten statisch bestimmten Hauptsystems,
- Bestimmung des Moments am statisch bestimmten Hauptsystem,

- Moment infolge der statisch Überzähligen $x_1 = 1$,
- Anwendung des Arbeitssatzes zur Bestimmung von δ_{10} und δ_{11} ,
- Quantifizierung der statisch Überzähligen x_1 ,
- Gesamtmoment aus Überlagerung von bestimmtem und unbestimmtem Moment.

Zur Demonstration des allgemeinen Vorgehens wird exemplarisch der einfach statisch unbestimmte Zweifeldträger nach Bild 39 herangezogen. Bei diesem System ist es zur Berechnung vorteilhaft, das statisch bestimmte Grundsystem derart zu realisieren, ein Gelenk an der Innenstütze in Höhe der Schwereachse einzuführen. Die Verträglichkeit erfordert es, diese Systemänderung durch Einführen eines Doppelmoments vom Betrag 1 an gleicher Stelle zu erfüllen.

Daraus resultiert zunächst der Verlauf des Biegemoments am statisch bestimmten Grundsystem entsprechend der Spanngliedführung nach Bild 40. Er ist vereinfacht für eine mittlere Vorspannkraft von $P_m = 1$ dargestellt, sodass die lokale Exzentrizität dem jeweiligen Ordinatenwert direkt entspricht. Aus dem Doppelmoment vom Betrag 1 ergibt sich der dreieckige Momentenverlauf mit dem Maximum an der Innenstütze.

Mithilfe der bekannten Überlagerungstafeln zur numerischen Auswertung von Integralen kann mittels

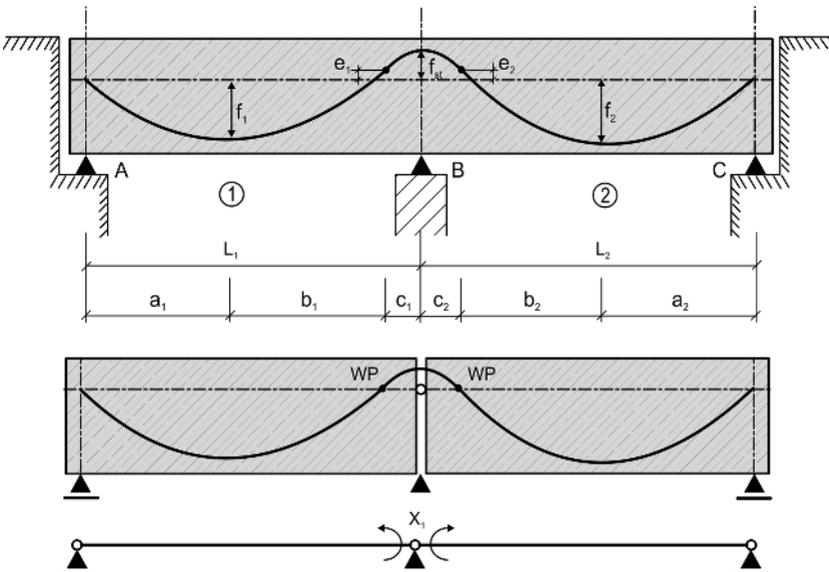


Bild 39. Statisch unbestimmtes System nebst statisch bestimmtem Grund- und Einssystem

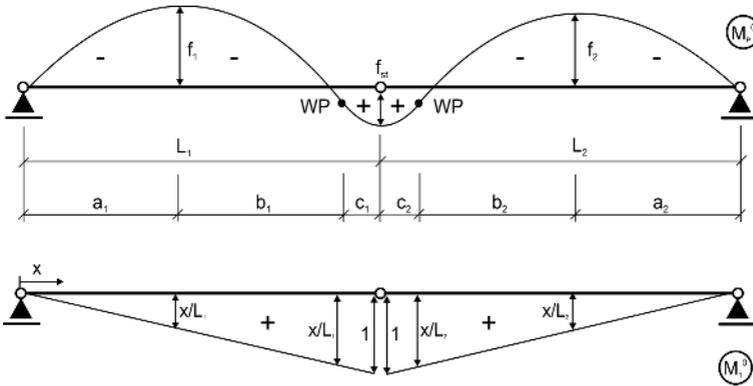


Bild 40. Schnittgrößen am statisch bestimmten Grund- und Einssystem

Arbeitssatz die EI-fache Einheitsverformung δ_{11} nach Gl. (47) bestimmt werden.

$$EI \cdot \delta_{11} = \int_0^l M_1^0 \cdot M_1^0 \cdot dx \quad (47)$$

Aus der Überlagerung der Momentenverläufe von statisch bestimmten Grund- und Einssystem ergibt sich für die EI-fache Verformung δ_{10} vollkommen analog zu Gl. (48):

$$EI \cdot \delta_{10} = \int_0^l M_p^0 \cdot M_p^0 \cdot dx \quad (48)$$

Die statisch Überzählige resultiert schließlich aus Gl. (49):

$$X_1 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (49)$$

Mit ihrer Kenntnis folgen die Schnittkräfte des Gesamtsystems in additiver Überlagerung von statisch bestimmtem und unbestimmtem Anteil nach Gl. (50):

$$M_p(x) = M_{p,dir} + M_{p,ind} = P_m \cdot z_p(x) + \frac{x}{l_1} \cdot X_1 \quad (50)$$

Während der statisch bestimmte Anteil aus der Multiplikation der mittleren Vorspannkraft mit dem jeweiligen Abstand von Spann- und Schwereachse resultiert, zeigt sich der unbestimmte Anteil linear veränderlich mit einem Maximum an der Innenstütze.

Mit diesem Verfahren angewandt auf parametrisierte Standardsysteme, teils auch für gestaffelte Spann- und Schwereachse, haben verschiedene Autoren Hilfsmittel erarbeitet und praxisgerecht aufbereitet, die eine Anwendung benutzerfreundlich und effizient gestalten [31, 43, 45, 60, 69, 76, 94, 95].

9 Bemessung von Spannbetonbauteilen

Die nachfolgenden Abschnitte basieren auf dem Beitrag [57].

9.1 Einwirkungen

Spannbetonbauteile sind im Bauwerk verschiedenen Einwirkungen nach Bild 41 ausgesetzt. Sie rühren aus der natürlichen Umwelt (z. B. Wind, Schnee, Erdbeben, Temperaturänderungen, Karbonatisierung) und aus der menschlichen Nutzung (z. B. ständig wirkenden Eigenlasten, veränderliche Verkehrslasten, Vorspannung) her. Der europäische Lastcode DIN EN 1991 „Einwirkungen auf Bauwerke“ (Eurocode 1) spezifiziert diese Einwirkungen bauartübergreifend und gilt für Eurocode 2 [27] als zugehörige Lastnorm. Die charakteristischen Werte der Einwirkungen liegen mit dem Eurocode 1 und den zugehörigen Nationalen Anhängen (NA) vor [26].

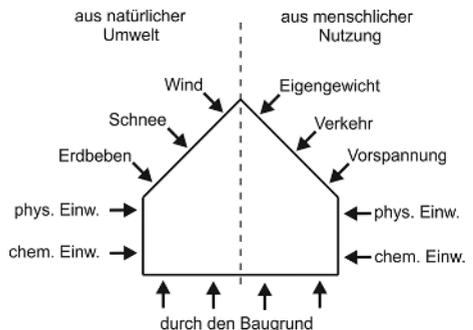


Bild 41. Einwirkungen auf Traglieder

Der Eurocode 1 ist in folgende Teile gegliedert:

- Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke (DIN EN 1991-1-1) [16],
- Brandeinwirkungen (DIN EN 1991-1-2) [17],
- Schneelasten (DIN EN 1991-1-3) [18],
- Windlasten (DIN EN 1991-1-4) [19],
- Temperatureinwirkungen (DIN EN 1991-1-5) [20],
- Einwirkungen während der Bauausführung (DIN EN 1991-1-6) [21],
- Außergewöhnliche Einwirkungen (DIN EN 1991-1-7) [22].
- Verkehrslasten auf Brücken (DIN EN 1991-2) [23].
Weitere Angaben hierzu sind in [48, 74, 83] zusammengestellt.
- Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen (DIN EN 1991-3) [24].
In [34] sind weitere Ausführungen zu diesem Thema gegeben.
- Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter (DIN EN 1991-4) [25].
Ergänzende Informationen zu diesem Thema sind in [33, 34] zu finden.

Die Einwirkungen aus Erdbeben sind separat in DIN EN 1998-1 [30] geregelt. Eine ausführliche Erläuterung hierzu ist in [98] gegeben.

9.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

9.2.1 Nachweiskonzept

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 basieren auf dem Vergleich der Einwirkungen (Bemessungswert der Einwirkungen E_d) und des Widerstands (Bemessungswert des Widerstands R_d), den der Querschnitt rechnerisch aufbringen kann.

Es sind dabei grundsätzlich zwei Gruppen von Belastungskombinationen zu untersuchen:

- ständige und vorübergehende Bemessungssituationen (Grundkombination),
- außergewöhnliche Bemessungssituationen.

Die Teilsicherheits- sowie Kombinationsbeiwerte können abhängig von der Art der Einwirkung und der Bemessungssituation den Tafeln DIN EN 1990/NA, Tabelle NA/A.1.2(B) und Tabelle NA.A.1.1 sowie DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 2.1DE entnommen werden. Für Fertigteile darf gemäß DIN EN 1992-1-1/NA A.2.3(1) der Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf $\gamma_c = 1,35$ verringert werden, wenn durch eine Überprüfung der Betonfestigkeit am fertigen Bauteil sichergestellt wird, dass Fertigteile mit zu geringer Betonfestigkeit ausgesondert werden.

Die Bemessung von Spannbetonbauteilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich nicht grundlegend von der Bemessung von Stahlbetonbauteilen. Der wesentliche Unterschied liegt in der Berücksichtigung der Vorspannung, die je nach Art der Vorspannung auf unterschiedliche Weise erfolgen kann.

In der Regel wirkt eine Vorspannung günstig. Für den Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen der Vorspannung ist allgemein $\gamma_p = 1,0$ zu verwenden. Bei extern vorgespannten Bauteilen kann beim Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung die Vorspannung ungünstig wirken. Hierbei muss der jeweils ungünstigere Wert von $\gamma_{p,fav} = 0,83$ und $\gamma_{p,unfav} = 1,2$ angesetzt werden.

9.2.2 Biegung mit Normalkraft

9.2.2.1 Grundlagen

Im Hinblick auf die Tragwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit verhalten sich biegebeanspruchte Stahl- und Spannbetonbauteile nahezu identisch. Aufgrund des Herstellungsverfahrens sowie aufgrund des zeitabhängigen Materialverhaltens von Beton (Kriechen, Schwinden) und Spannstahl (Spannstahlrelaxation) sind im Gegensatz zu der üblichen Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei Spannbetonbauteilen mehrere Zeitpunkte zu untersuchen. Für die verschiedenen Zeitpunkte sind jeweils die maßgebenden Lastfallkombinationen anzusetzen.

9.2.2.2 Vordehnung

Bei der Bemessung von Spannbetonquerschnitten ist die durch das Vorspannen erzeugte Dehnungsdifferenz zwischen dem Betonstahl und dem Spannstahl – die sogenannte Vordehnung – zu berücksichtigen. Zur Ermittlung der im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorhandenen Spannstahlspannungen ist die Kenntnis des Dehnungszustands im Spannstahl erforderlich. Die bei der jeweiligen Dehnungsverteilung vorhandene Spannstahldehnung setzt sich nach Bild 42 aus zwei Anteilen zusammen:

- der Dehnung infolge der äußeren Lasten, die der Dehnung in der Betonstahlbewehrung in Höhe der Spannstahllage entspricht ($\Delta\epsilon_p = \epsilon_s$) und
- der Vordehnung ($\epsilon_{p,m,t}^{(0)}$).

Die Vordehnung ist nach Bild 43 dabei als diejenige Spannglieddehnung definiert, die sich bei der Dekompression der Betonfaser in Höhe des im Verbund liegenden Spannglieds ergibt.

Die Vordehnung setzt sich im Allgemeinen aus der eigentlichen Spannstahldehnung, die beim Spannvorgang entsteht, und der Stauchung des Betons infolge Vorspannung zusammen. Der Anteil der Betondehnung spielt dabei im Regelfall aufgrund seiner geringen Größe eine untergeordnete Rolle. Die

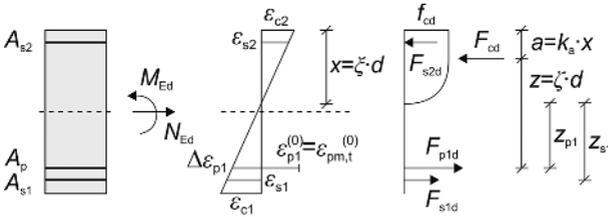


Bild 42. Dehnungsverteilung in einem Spannbetonquerschnitt

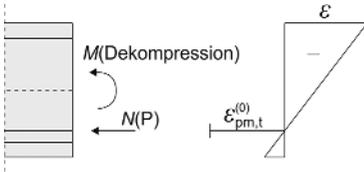


Bild 43. Dekompression in Höhe der Spannstahllage

mittlere Vordehnung des Spannlieds $\epsilon_{pm,t}^{(0)}$ gegenüber der benachbarten Betonfaser zum Zeitpunkt t beträgt somit:

$$\epsilon_{pm,t}^{(0)} = \frac{\sigma_{pm,t}}{E_p} - \frac{\sigma_{cp,t}}{E_c} \quad (51)$$

Dabei sind

- $\sigma_{pm,t}$ Spannstahlspannung für den durch die Vorspannmaßnahmen aktivierten Spannungszustand abzüglich der bis zum Zeitpunkt t aufgetretenen Spannungsverluste $\sigma_{pm,t} = \sigma_{pm,0} - \Delta\sigma_{pm,t}$
- $\sigma_{pm,0}$ Spannstahlspannung zum Zeitpunkt der Beendigung des Vorspannens
- $\Delta\sigma_{pm,t}$ Verlust infolge von Kriechen, Schwinden und Relaxation
- $\sigma_{cp,t}$ zugehörige Betonspannung in Höhe des betrachteten Spannlieds ($\sigma_{cp,t} < 0$)

Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund ergibt sich die Betonspannung $\sigma_{cp,t}$ aus dem Lastfall Vorspannung $\sigma_{cp,0}$ unter Abzug der aufgetretenen zeitabhängigen Spannungsverluste $\Delta\sigma_{cp,t}$ sowie der Berücksichtigung derjenigen Lastfälle (meist Eigengewicht), die vor der Herstellung des Verbunds wirksam werden (σ_{cg}).

$$\sigma_{cp,t} = \sigma_{cp,0} - \Delta\sigma_{cp,t} - \sigma_{cg} \quad (52)$$

Der Dehnungsanteil aus $\sigma_{cp,t}$ kann im Regelfall vernachlässigt werden, da die Vordehnung $\epsilon_{pm,t}^{(0)}$ meist deutlich oberhalb der Dehnung bei der ausnutzbaren Stahlfestigkeit $f_{p0,1k}$ liegt.

Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund ergibt sich die Betonspannung $\sigma_{cp,t}$ aus dem Lastfall Vor-

spannung nach dem Ablassen $\sigma_{cp,0}$ unter Abzug der aufgetretenen zeitabhängigen Spannungsverluste $\Delta\sigma_{cp,t}$.

$$\sigma_{cp,t} = \sigma_{cp,0} - \Delta\sigma_{cp,t} \quad (53)$$

9.2.2.3 Spannstahlspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für Vorspannung mit und ohne Verbund ergibt sich die Spannstahldehnung zu

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm,t}^{(0)} + \Delta\epsilon_{p1} \quad (54)$$

Hierin sind

$\epsilon_{pm,t}^{(0)}$ mittlere Dehnung des Spannlieds zum Zeitpunkt t unter Berücksichtigung der Einflüsse aus elastischer Verformung des Betons, Spannliedreibung, Ankerschlupf, Kriechen und Schwinden des Betons sowie Relaxation des Spannstahls

$\Delta\epsilon_{p1}$ Zusatzdehnung aus äußeren Lasten

9.2.2.4 Vorspannung mit Verbund

Mit der Annahme eines vollkommenen Verbunds zwischen Spannstahl und umgebendem Beton kann aus einer Änderung der Betondehnung in Höhe der Spannstahllage direkt auf die entsprechende Dehnungsänderung im Spannstahl geschlossen werden. Die Gesamtspannstahldehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich als Summe der Vordehnung und des Dehnungszuwachses infolge äußerer Lasten. Die entsprechende Betondehnung in Höhe des Spannlieds kann mit den Bemessungshilfen für Stahlbetonquerschnitte oder iterativ ermittelt werden.

9.2.2.5 Vorspannung ohne Verbund

Bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund sowie bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund für Lastfälle vor dem Auspressen der Hüllrohre wird die Vorspannkraft allein über Ankerkräfte und die Umlenkpressungen in das Bauwerk eingeleitet und ist unter der Vernachlässigung der Reibung über die Spannliedlänge konstant. Während bei Vorspannung mit Verbund der Dehnungszuwachs im Spannlied der Dehnung des umgebenden Betons entspricht, kann sich ein verbundloses Spann-

glied gegenüber dem Beton frei verschieben. Die Spannliedverlängerung kann nicht mehr aus einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden, sondern entspricht der Summe der Betonverformungen entlang des Spannlieds. Für Vorspannung ohne Verbund ergibt sich damit der Zuwachs der Spannstahldehnung $\Delta \varepsilon_{p1}$ aus der Integration der Betondehnungen in Höhe der Spannliedlage über die Spannliedlänge. Bei Spannbetonbauteilen mit Spannliedern ohne Verbund muss im Allgemeinen die Verformung des gesamten Bauteils zur Berechnung des Spannungszuwachses berücksichtigt werden. Wird keine genaue Berechnung durchgeführt, darf der Spannungszuwachs $\Delta \sigma_{p,ULS}$ bei Tragwerken mit exzentrisch intern geführten Spannliedern ohne Verbund vereinfacht wie folgt angesetzt werden [8]:

- $\Delta \sigma_{p,ULS} = 100 \text{ N/mm}^2$ Einfeldträger,
- $\Delta \sigma_{p,ULS} = 50 \text{ N/mm}^2$ Kragarm.

Für Tragwerke mit externer Vorspannung gilt:

- Die Spannlieder dürfen auf der freien Länge zwischen Umlenkelementen als gerade angenommen werden.
- Die Dehnung ist zwischen zwei aufeinanderfolgenden Kontaktpunkten mit dem Tragwerk als konstant anzunehmen. Die Dehnung ist unter Berücksichtigung der Tragwerksverformung zu bestimmen.
- Bei einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung für das ganze Tragwerk darf der Spannungszuwachs vernachlässigt werden.

Für zentrisch geführte Spannlieder ohne Verbund sollte vereinfacht auf den Ansatz eines Spannungszuwachses verzichtet werden.

9.2.2.6 Bemessung von Querschnitten bei Vorspannung mit Verbund

Die einwirkenden Schnittgrößen resultieren aus den äußeren Lasten (ständige und veränderliche Lasten, Zwangbeanspruchungen). Die Vorspannung wird bei statisch bestimmten Systemen nur über die Vordehnung des Spannstahls auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Die Bemessungsschnittgrößen M_{Ed} und N_{Ed} ergeben sich aus der Grundkombination der Einwirkungen. Ausgangspunkt bei der Bemessung mit den üblichen Bemessungshilfsmitteln sind die auf die Achse der Biegezugbewehrung bezogenen Schnittgrößen. Bei Spannbetonquerschnitten liegen in der Biegezugzone meistens zwei unterschiedliche Lagen für Betonstahl und Spannstahl vor. Dadurch kann es erforderlich werden, unterschiedliche Bezugspunkte für die Schnittgrößen zu untersuchen. Bei einer annähernd gleichen Lage der Spannstahl- und der Betonstahlbewehrung können die Schnittgrößen auf der sicheren Seite liegend auf die Spannstahlage bezogen werden.

Das bezogene Moment M_{Eds} ergibt sich aus:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{p1} \quad (M_{Ed} > 0) \quad (55)$$

Den einwirkenden Schnittgrößen stehen auf der Bauteilseite innere Kräfte (Bauteilwiderstand) gegenüber. Diese kann man analog zum Stahlbetonbau mit den dort verwendeten Bemessungshilfsmitteln wie allgemeines Bemessungsdiagramm, Bemessungstafeln mit dimensionslosen Beiwerten oder Bemessungstafeln für Plattenbalkenquerschnitte ermitteln. Dabei ist zu beachten, dass neben der Betondruckkraft F_{cd} , den Betonstahlkräften F_{s1d} und F_{s2d} die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung in der Biegezugzone F_{p1d}

$$F_{p1d} = A_{p1} \cdot \sigma_{p1} \quad (56)$$

in den Gleichgewichtsbetrachtungen zu berücksichtigen ist. Dabei wird die vorhandene Spannstahlspannung σ_{p1} aus der Summe der Vordehnung und Betondehnung in Höhe der Spannstahlage bestimmt:

$$\sigma_{p1} = (\varepsilon_{p1}^{(0)} + \Delta \varepsilon_{p1}) \cdot E_p \leq \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (57)$$

Die Anwendung des allgemeinen Bemessungsdiagramms ist unabhängig von der Form der Spannungs-Dehnungs-Linien der Bewehrung. Deshalb eignet sich dieses Hilfsmittel auch zur Bemessung von Spannbetonquerschnitten. Für den einfach bewehrten Querschnitt (nur eine Spannstahlage in der Biegezugzone) werden mit dem Eingangsparameter

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (58)$$

aus dem Bemessungsdiagramm der bezogene Hebelarm der inneren Kräfte $\zeta = z/d$, die Dehnung in der Betonstahlfaser ε_{s1} sowie die Betondehnung ε_{c2} am gedrückten Rand bestimmt. Den Dehnungszuwachs in der Spannstahlfaser erhält man aus dem allgemeinen Bemessungsdiagramm mit

$$\Delta \varepsilon_{p1} = \varepsilon_{s1} \quad (59)$$

Die vorhandene Spannstahlspannung σ_{p1} kann nach Gl. (57) ermittelt werden.

Im Fall, dass keine Druckbewehrung ($\mu_{Eds} < \mu_{Eds,lim}$) erforderlich ist, errechnet sich die erforderliche Biegezugbewehrung A_{s1} nach Gl. (60):

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d} + N_{Ed} - F_{p1d} \right) \quad (60)$$

Die Kraft F_{p1d} ist dabei aus der Gl. (56) zu bestimmen. Die vorhandene Stahlspannung σ_{s1} ergibt sich in Abhängigkeit von der Stahldehnung ε_{s1} aus der Spannungsdehnungsbeziehung für den Betonstahl (in der Regel $\sigma_{s1} = f_{yd}$).

Für Spannbetonquerschnitte mit Druckbewehrung ($\mu_{Eds} > \mu_{Eds,lim}$) gilt für die Zugbewehrung

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1}} \cdot \left(\frac{M_{Eds,lim}}{\zeta \cdot d} + \frac{M_{Eds} - M_{Eds,lim}}{d - d_2} + N_{Ed} - F_{p1d} \right) \quad (61)$$

sowie für die Druckbewehrung

$$A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2}} \cdot \frac{M_{Eds} - M_{Eds,lim}}{d - d_2} \quad (62)$$

wobei σ_{s2} abhängig von der Dehnung ϵ_{s2} zu bestimmen ist.

Bei Nutzung der Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten können direkt der mechanische Bewehrungsgrad ω_1 , die Randbetondehnung ϵ_{c2} sowie die Betonstahldehnung ϵ_{s1} ermittelt werden. Analog zur Bemessung mit dem allgemeinen Bemessungsdiagramm wird mit den Gln. (57) und (59) die vorhandene Spannstahlspannung σ_{p1} bestimmt.

Für Spannbetonquerschnitte ohne Druckbewehrung errechnet sich damit die erforderliche Biegezugbewehrung A_{s1} zu:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1}} \cdot (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed} - F_{p1}) \quad (63)$$

Für Querschnitte mit Druckbewehrung gilt zusätzlich:

$$A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2}} \cdot (\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) \quad (64)$$

9.2.2.7 Anordnung der Druckbewehrung

Die Anordnung der Druckbewehrung in Stahlbeton- sowie in Spannbetonquerschnitten erfolgt nach zwei grundsätzlichen Kriterien:

- wirtschaftliche Ausnutzung der Biegezugbewehrung,
- Sicherung der Rotationsfähigkeit.

Ein wirtschaftlicher Einsatz der Biegezugbewehrung bedeutet, dass sowohl die Streckgrenze des Betonstahls als auch die des Spannstahls ausgenutzt wird. Hieraus ergibt sich, dass die bezogene Druckzonenhöhe ξ kleiner ist als folgender Grenzwert:

$$\xi_{lim} = \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + \epsilon_{yd}} \quad (65)$$

Für die übliche Betonstahlsorte B500 ergibt sich mit $\epsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰}$ $\xi_{lim} = 0,617$. Für die Spannstahlbewehrung gilt:

$$\xi_{lim} = \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + \Delta \epsilon_{p,lim}} \quad (66)$$

mit

$$\Delta \epsilon_{p,lim} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s \cdot E_p} - \epsilon_p^{(0)} \quad (67)$$

Um eine ausreichende Rotationsfähigkeit sicherzustellen, sind analog zum Stahlbeton folgende Grenzwerte ξ_{lim} einzuhalten, wenn keine Schnittgrößenumlagerung vorgenommen wird:

- $\xi_{lim} = 0,45$ bei Betonfestigkeitsklassen bis C50/60,
- $\xi_{lim} = 0,35$ bei Betonfestigkeitsklassen ab C55/67.

Bei einer Schnittgrößenumlagerung wird die bezogene Druckzonenhöhe noch weiter reduziert. Ein Überschreiten der Grenzwerte ist möglich, wenn konstruktive Maßnahmen, wie z. B. eine Umschnürung der Druckzone zur Erhöhung der Duktilität angeordnet werden.

9.2.2.8 Bemessung bei beliebiger Form der Druckzone

Die bisher vorgestellten Bemessungshilfen sind nicht anwendbar für Querschnitte mit einer vom Rechteck abweichenden Form der Druckzone. Ähnlich wie bei Stahlbetonbauteilen wird hier die Bemessung auf direktem bzw. iterativem Wege mit Näherungsansätzen wie dem Ansatz einer gemittelten Druckzonbreite oder dem Ansatz eines rechteckigen Spannungsblocks durchgeführt.

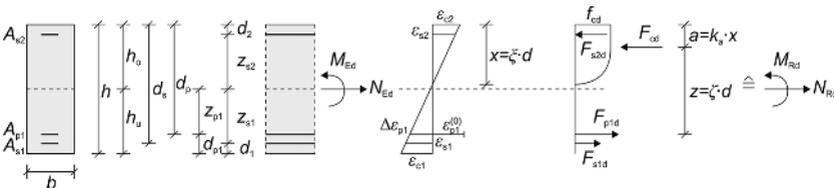


Bild 44. Tragfähigkeitsnachweis für Biegung mit Längskraft bei Querschnitten mit rechteckiger Druckzone

9.2.2.9 Bemessung von Querschnitten bei Vorspannung ohne Verbund

Für Spannlieder ohne Verbund sollte die Schnittgrößenermittlung unter Ansatz der Vorspannung als Einwirkung von Anker- und Umlenkkräften durchgeführt werden. Dabei sollte der Anstieg der Spannliedkraft von im Betonquerschnitt geführten Spannliedern infolge der Verformung des Tragwerks über den Spannbettzustand hinaus berücksichtigt werden.

Bei Vorspannung ohne Verbund ist der Spannungszuwachs im Spannstahl durch die Trägerdurchbiegung meist so klein, dass der Spannstahl nicht fließt, sodass der Tragwiderstand kleiner ist als bei der Vorspannung mit Verbund. Das Bruchverhalten ist daher insbesondere durch eine gut verteilte schlaffe Bewehrung zu verbessern.

9.2.2.10 Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens

Zur Sicherstellung eines duktilen Bauteiltragverhaltens (Versagen mit Vorankündigung durch Rissbildung) wird für Spannbetonbauteile ähnlich wie für Stahlbetonbauteile eine Mindestbewehrung $A_{s,min}$ gefordert.

$A_{s,min}$ ist für das Rissmoment M_{cr} mit dem Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} und einer Stahlspannung von $\sigma_s = f_{yk}$ ($= 500 \text{ N/mm}^2$) zu berechnen.

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_c} \right) \cdot W_c \quad (68)$$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \left(\frac{M_{s1,cr}}{z} + N \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}} \\ &= \frac{M_{cr} + N \cdot (z - z_{s1})}{z \cdot f_{yk}} \\ &= \frac{f_{ctm} \cdot W_c + N \cdot (z - z_{s1} - W_c/A_c)}{z \cdot f_{yk}} \quad (69) \end{aligned}$$

Dabei sind

- N Normalkraft (Druck negativ, Zug positiv)
- A_c Fläche des Betonquerschnitts im Zustand I
- W_c Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im Zustand I
- $M_{s1,cr} = M_{cr} - N \cdot z_{s1}$
- z innerer Hebelarm im Zustand II
- z_{s1} Abstand Mindestbewehrung von der Schwereachse

Vorspannkraften dürfen für N nicht berücksichtigt werden. Die Mindestbewehrung ist gleichmäßig

über die Breite und anteilmäßig über die Zugzonenhöhe zu verteilen.

In Spannbetonbauteilen kann 1/3 der Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Spannlieder auf die Robustheitsbewehrung $A_{s,min}$ angerechnet werden. Voraussetzung hierfür ist, dass mindestens zwei Spannlieder vorhanden sind und diese nicht mehr als $0,2 \cdot h$ bzw. 250 mm (der kleinere Wert ist maßgebend) von der Betonstahlbewehrung entfernt liegen. Die anrechenbare Spannung im Spannstahl ist dabei auf f_{yk} zu begrenzen.

Für Bauteile mit Spannliedern ohne Verbund oder mit externer Vorspannung ist in der Regel nachzuweisen, dass der Biege- und Schubwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit größer ist als das Biegemoment. Dabei ist ein Biege- und Schubwiderstand, der dem 1,15-fachen Rissmoment entspricht, als ausreichend anzusehen.

9.2.3 Querkraft

9.2.3.1 Allgemeines

Spannbetonbauteile verhalten sich unter Querkraftbeanspruchung wie Bauteile aus Stahlbeton mit der Ausnahme, dass die Richtung der Hauptdruckspannungen infolge Vorspannung im Auflagerbereich flacher geneigt ist. Überschreiten die Hauptzugspannungen, die sich aus der Biege- und Querkraftbeanspruchung ergeben, die Betonzugfestigkeit, kommt es zur Schubrissbildung. Die Risse verlaufen annähernd parallel zur Richtung der Hauptdruckspannungen.

In DIN EN 1992-1-1 wird die Querkraftbemessung über ein Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung geführt, wobei der Mindestwert über ein Fachwerkmodell mit Rissreibung berechnet werden kann. Das Verfahren ist gleichermaßen für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbauteile anwendbar. Allerdings sind die Ansätze um den Einfluss der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit erweitert, der sich im Wesentlichen aus zwei Anteilen zusammensetzt:

- Einfluss der durch die Vorspannung verursachten Längskraftbeanspruchung,
- Einfluss der zusätzlichen Querkraftbeanspruchung infolge geneigter Spannliederführung.

Durch die Längsdruckkräfte aus Vorspannung sind im Vergleich zu Stahlbetonbauteilen der Verlauf der Schubrisse und damit auch der Verlauf der Betondruckstreben flacher geneigt. Die Beanspruchung der Querkraftbewehrung, die im Fachwerkmodell durch Zugpfosten abgebildet wird, wird dadurch bei einem gleichzeitigen Anstieg der Druckstrebenbelastung verringert.

Spannglieder, die nicht parallel zur Bauteilachse geführt sind, wie z. B. bei parabolischer Spanngliedführung, erzeugen eine zusätzliche Querkraftkomponente. Der Verlauf der durch die Vorspannung erzeugten Querkräfte ist abhängig von der Spanngliedführung und dem statischen System. Im Regelfall wird die Gesamtquerkraftbeanspruchung durch die Vorspannung verringert, sie kann aber auch vergrößert werden.

9.2.3.2 Einwirkende Schnittgrößen

Der maßgebende Bemessungsquerschnitt im Auflagerbereich hängt wie bei Stahlbetonbauteilen von der Art der Lagerung ab. Kann sich am Auflager ein geneigtes Druckfeld ausbilden und ist eine direkte Lastabtragung zum Auflager möglich (direkte Lagerung), darf der maßgebende Bemessungsquerschnitt im Abstand der statischen Nutzhöhe d von der Auflagervorderkante angenommen werden. Bei indirekter Lagerung liegt der maßgebende Bemessungsquerschnitt an der Auflagervorderkante.

Bei geneigter Spanngliedführung werden durch die Spannglieder Querkraftanteile V_{pd} übernommen. Hierbei ist zwischen günstig und ungünstig wirkenden Spanngliedern zu unterscheiden. Im Fall günstig wirkender Spannglieder ist der Querkraftanteil infolge Vorspannung nach Abzug der zeitabhängigen Verluste, der Reibungsverluste und des Verankerungsschlupfes zu ermitteln ($t = \infty$). Liegt eine ungünstig wirkende Spanngliedführung vor, so ist der Zustand vor Kriechen, Schwinden und Relaxation maßgebend ($t = 0$). Die Bestimmung der maßgebenden Querkraft zeigt Bild 45.

Die effektiv auf den Betonquerschnitt wirkende Bemessungsquerkraft V_{Ed} ergibt sich zu:

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{td} - V_{pd} \tag{70}$$

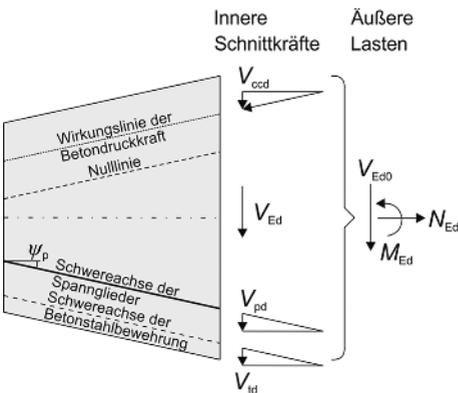


Bild 45. Bestimmung der schuberzeugenden Querkraft

Hierin sind

- V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
- V_{Ed0} Grundbemessungswert der auf den Querschnitt einwirkenden Querkraft
- V_{ccd} Querkraftanteil einer geneigten Druckzone
- V_{td} Querkraftanteil einer geneigten Zugbewehrung
- V_{pd} Querkraftanteil der Vorspannung
- $V_{pd} = -\sum P_{td} \cdot \sin \psi_p = -\sum \gamma_p \cdot P_{mt} \cdot \sin \psi_p$

Beim Übergang in den Zustand II erfährt der Spannstahl einen Spannungszuwachs, der bei einer günstigen Spanngliedneigung eine Vergrößerung des übertragbaren Querkraftanteiles hervorruft. Auf der sicheren Seite liegend wird dieser Spannkraftzuwachs meistens vernachlässigt.

9.2.3.3 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

In Bauteilen, in denen die Bemessungsquerkraft V_{Ed} den Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ nicht übersteigt ($V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$), ist rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich. Die Querkraftbelastung kann allein über den Beton abgetragen werden. Der Bemessungswiderstand $V_{Rd,c}$ von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird durch eine empirisch gewonnene Bestimmungsgleichung unter Berücksichtigung der Einflussfaktoren Betonfestigkeit, Längsbewehrungsgrad, Bauteilabmessungen und Normalkraftbeanspruchung berechnet.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \tag{71}$$

Mindestwert: $V_{Rd,c} = (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

Dabei sind

- $C_{Rd,c} = (0,15/\gamma_c)$
- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton
- κ Beiwert für den Einfluss der Bauteilhöhe mit d in [mm]:
 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$
- ρ_l Längsbewehrungsgrad:
 $= A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0,2$
- A_{sl} Fläche der Zugbewehrung, die mindestens um das Maß d über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt und dort wirksam verankert wird. Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund darf nach DAfStb-Heft 600 [8] die Spannstahlfläche voll auf A_{sl} angerechnet werden.

b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone	b_w	Querschnittsbreite in der Schwereachse unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß den Gln. (81) bis (83)
σ_{cp}	Betonlängsspannung in Höhe des Querschnittsschwerpunkts in $[N/mm^2]$: $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{ctd}$ Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen!	α_1	$= l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ bei Vorspannung mit sofortigem Verbund
N_{Ed}	Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder Vorspannung ($N_{Ed} > 0$ für Druck); der Einfluss von Zwang auf N_{Ed} darf vernachlässigt werden.	α_1	$= 1$ für andere Arten der Vorspannung
A_c	Betonquerschnittsfläche	l_x	Abstand des betrachteten Querschnitts vom Beginn der Verankerungslänge
v_{min}	$= (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ctk}^{1/2}$ für $d \leq 600$ mm	l_{pt2}	oberer Bemessungswert der Übertragungslänge des Spannglieds nach DIN EN 1992-1-1, Gleichung 8.18
v_{min}	$= (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ctk}^{1/2}$ für $d \geq 800$ mm	f_{ctd}	Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 3.1.6 (2)
	Für $600 \text{ mm} < d < 800 \text{ mm}$ darf interpoliert werden.	σ_{cp}	Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Normalkraft und/oder Vorspannung ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ in N/mm^2 , $N_{Ed} > 0$ bei Druck)

Eine Mindestquerkraftbewehrung ist mit Ausnahme von Platten, die an Störstellen eine Umlagerung der Querkraftbeanspruchung auf benachbarte Bereiche mit ausreichender Sicherheit ermöglichen, vorzusehen (vgl. Abschnitt 9.2.3.6).

Bei der Ermittlung des Querkraftwiderstands $V_{Rd,c}$ ist eine Verringerung der aufnehmbaren Querkraft infolge einer Biegerissbildung im Vergleich zu einem reinen Schubzugversagen berücksichtigt. Durch eine Vorspannung oder äußere Drucknormalkräfte kann ein Querschnitt bereichsweise biege-rissfrei bleiben (Betonzugspannung ist kleiner als f_{ctd}). In diesen Bereichen wird die Querkrafttragfähigkeit durch die Hauptzugspannung begrenzt. Deshalb darf in Bereichen ohne Biegerisse die Querkrafttragfähigkeit von einfeldrigen, statisch bestimmten gelagerten Spannbetonbauteilen alternativ auf Basis der Hauptzugspannungsgleichung wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (72)$$

Hierin sind

- I Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts (Trägheitsmoment)
- S Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts (statisches Moment)

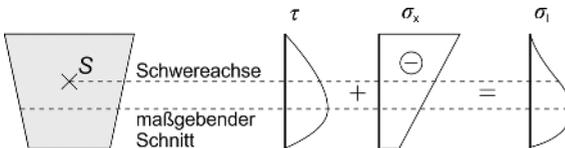


Bild 46. Hauptzugspannungen bei veränderlicher Querschnittsbreite

In Querschnitten mit veränderlicher Breite kann der maßgebende Schnitt, in dem die Hauptzugspannung σ_1 die Zugfestigkeit überschreitet, außerhalb der Schwereachse liegen (Bild 46).

Die Bestimmung von $V_{Rd,c}$ nach Gl. (72) ist somit in verschiedenen Höhen auszuwerten. Die Betondruckspannung σ_{cp} muss dabei durch die Betonnormalspannung in dem jeweiligen Nachweisschnitt ersetzt werden, die sich aus der Momenten- und Normalkraftbeanspruchung infolge Vorspannung und äußerer Belastung zusammensetzt. Die Biege-normalspannungen infolge der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,c}$ beeinflussen somit gleichzeitig den Querkraftwiderstand, wodurch eine iterative Ermittlung der Bruchlast erforderlich wird. Da die Biege-normalspannungen zusätzlich in Trägerlängsrichtung variieren, muss der Querkraftwiderstand in verschiedenen Längsschnitten bestimmt werden. Auf die iterative Ermittlung des Querkraftwiderstands kann im Rahmen des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit allerdings in der Regel verzichtet werden, da die Tragfähigkeit für eine definierte Belastungskombination (V_{Ed} , M_{Ed} , N_{Ed}) nachzuweisen ist.

Der Querkraftwiderstand nach Gl. (72) ist nicht für die Bereiche zu ermitteln, die näher an der Auflagervorderkante liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwereachse und

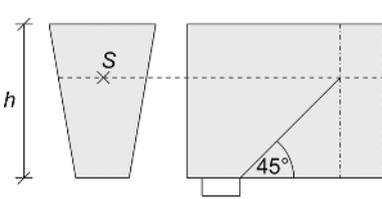


Bild 47. Definition der Bereiche zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes nach Gl. (72)

einer vom Auflagerrand im Winkel von 45° geneigten Linie (Bild 47).

9.2.3.4 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

In Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit einer größeren Querkraftbeanspruchung als $V_{Rd,c}$ ist eine Querkraftbewehrung erforderlich. Die Querkraftbewehrung sollte vorzugsweise aus einer Bügelbewehrung bestehen, welche die Längsbewehrung und die Druckzone umfasst.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird durch ein Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung geführt. Hieraus ergibt sich die erforderliche Querkraftbewehrung zu:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (73)$$

Bei Bauteilen mit lotrechter Querkraftbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) vereinfacht sich die Bemessungsgleichung zu:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} \quad (74)$$

Der innere Hebelarm z berechnet sich folgendermaßen:

$$z = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot d \\ \max \left\{ \begin{array}{l} d - c_{v,1} - 30 \text{ mm} \\ d - 2 \cdot c_{v,1} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (75)$$

mit

d statische Höhe

$c_{v,1}$ Verlegetmaß der Längsbewehrung in der Betondruckzone

Die Rotation der Druckstrebenneigung gegenüber dem 45° -Winkel bei der Fachwerktheorie nach *Mörsch* wird mechanisch auf Rissreibungskräfte zurückgeführt, die über die Rissufer übertragen werden können. Da die über Rissreibung übertragbaren Kräfte begrenzt sind, ergibt sich bei der Wahl der Druckstrebenneigung ein Mindestdruckstreben-

winkel, der nicht unterschritten werden darf. Die Berechnung des einzuhaltenden Mindestdruckstrebenwinkels ergibt sich nach folgender Formel:

$$1,0 \leq \cot \theta = \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (76)$$

Bei geneigter Querkraftbewehrung darf $\cot \theta$ bis 0,58 ausgenutzt werden.

Hierin sind

$V_{Rd,cc}$ Querkraftanteil des verbügelten Betonquerschnitts infolge Rissreibung

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (77)$$

$c = 0,5$

$\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$ Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts (Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen)

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit in $[N/mm^2]$

N_{Ed} Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder Vorspannung ($N_{Ed} > 0$ als Längsdruckkraft)

Wenn die Druckstrebenneigung θ ohne Berechnung wie folgt angenähert wird, kann auf die Berechnung der Mindestdruckstrebenneigung verzichtet werden.

– reine Biegung

$$\cot \theta = 1,2 \rightarrow \theta = 40^\circ$$

– Biegung und Längsdruckkraft

$$\cot \theta = 1,2 \rightarrow \theta = 40^\circ$$

– Biegung und Längszugkraft

$$\cot \theta = 1,0 \rightarrow \theta = 45^\circ$$

Neben der Bemessung der Querkraftbewehrung ist die Querkrafttragfähigkeit der Druckstrebe nachzuweisen. Die Gleichung für die Druckstrebentragfähigkeit wird ebenfalls anhand der Fachwerkanalogie hergeleitet. Die Spannungen in den Betondruckstreben werden aufgrund der verminderten Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone auf folgenden Wert begrenzt:

$$\sigma_{Rd,max} = \nu_1 \cdot f_{cd} \quad (78)$$

mit

$$\nu_1 = 0,75 \cdot \nu_2$$

$$\nu_2 = 1,0 \quad \text{für } \leq C50/60$$

$$\nu_2 = (1,1 - f_{ck}/500) \quad \text{für } \geq C55/67$$

Die rechnerische Druckstrebentragfähigkeit ergibt sich aus der Fachwerkanalogie zu:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (79)$$

Für Bauteile mit senkrechter Querkraftbewehrung vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (80)$$

Enthält der betrachtete Querschnitt nebeneinander liegende verpresste Spannglieder mit einer Durchmesserumme $\Sigma\phi > b_w/8$, muss der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,max}$ auf der Grundlage des Nennwertes $b_{w,nom}$ der Querschnittsbreite für die ungünstigste Spanngliedlage berechnet werden:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma\phi \quad \text{für } \leq C50/60 \quad (81)$$

$$b_{w,nom} = b_w - 1,0 \cdot \Sigma\phi \quad \text{für } \geq C55/67 \quad (82)$$

Dabei ist ϕ der äußere Hüllrohrdurchmesser.

Für nebeneinander liegende nicht verpresste Spannglieder oder solche ohne Verbund gilt:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \cdot \Sigma\phi \quad (83)$$

Mit dem Faktor 1,2 wird das durch Querzugspannungen bedingte Spalten der Betondruckstreben berücksichtigt. Die Abminderung dieses Faktors ist auch bei vorhandener Querbewehrung nicht zulässig.

9.2.3.5 Schub zwischen Balkensteg und Gurt

Bei gegliederten Querschnitten muss im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein schubfester Anschluss der Gurte an den Steg sichergestellt werden. Im Fall von gegliederten Spannbetonquerschnitten wird die Vorspannung auf der Einwirkungsseite bei der Ermittlung der maßgebenden Querkraft v_{Ed} berücksichtigt. Ansonsten entspricht die Vorgehensweise für den Nachweis derjenigen von Stahlbetonbauteilen.

9.2.3.6 Mindestquerkraftbewehrung

Nach DIN EN 1992-1-1 ist grundsätzlich eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen, auch wenn rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich ist. Nur bei Platten mit ausreichender Querverteilung und bei Bauteilen von untergeordneter Bedeutung darf darauf verzichtet werden.

Der Querkraftbewehrungsgrad kann nach folgender Formel berechnet werden:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \geq \rho_{w,min} \quad (84)$$

Dabei sind

A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung je Länge s

Tabelle 3. Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ nach DIN EN 1992-1-1

f_{ck} [N/mm ²]	Allgemein Gl. (85)	Zuggurt Gl. (86)
16	0,61	0,98
20	0,71	1,13
25	0,82	1,31
30	0,93	1,48
35	1,03	1,64
40	1,12	1,80
45	1,21	1,94
50	1,30	2,08
55	1,35	2,16
60	1,39	2,23
70	1,48	2,36
80	1,55	2,48
90	1,61	2,58
100	1,67	2,68

s Abstand der Querkraftbewehrung (in Längsrichtung)

b_w kleinste Stegbreite

α Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der Balkenachse

$\rho_{w,min}$ Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach Tabelle 3

Als Mindestquerkraftbewehrungsgrad ist festgelegt:

– allgemein

$$\rho_{w,min} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (85)$$

– gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt

$$\rho_{w,min} = 0,256 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (86)$$

Weitere Konstruktionsregeln und Angaben zur baulichen Durchbildung finden sich in Abschnitt 9.4.

9.2.4 Torsion

9.2.4.1 Tragverhalten unter Torsionsbeanspruchung

Eine Torsionsbeanspruchung erzeugt in einem Bauteil einen räumlichen Spannungszustand mit Spannungstrajektorien, die um die Torsionsachse drehen.

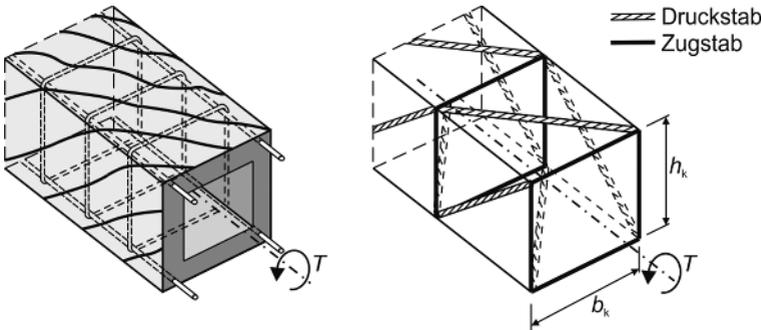


Bild 48. Fachwerkmodell bei Torsionsbeanspruchung im Zustand II

Überschreiten in Spannbeton- oder Stahlbetonbauteilen die schiefen Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit (Übergang in den Zustand II), bildet sich ein aus Druck- und Zugstreben bestehendes räumliches Tragsystem aus. In Vollquerschnitten wird die Torsionsbeanspruchung hauptsächlich durch die am Querschnittsrand liegenden Bereiche abgetragen. Daher kann für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit ausreichender Genauigkeit ein räumliches Fachwerk nach Bild 48 angenommen werden, das als Ersatzhohlkasten wirkt.

Die Zugstreben dieses Fachwerks werden durch die Quer- bzw. Längsbewehrung gebildet, die geneigten umlaufend gerichteten Druckstreben werden durch den Beton innerhalb der Wand eines fiktiven Fachwerkkastens gebildet.

Bei entsprechender Spannliedführung kann die Vorspannung im Tragwerk Torsionsbeanspruchungen erzeugen. Ähnlich wie bei der Querkraftbeanspruchung infolge geneigter Spannlieder sind die einzelnen Torsionsanteile zu überlagern.

9.2.4.2 Bemessung für Torsion

Bei der Bestimmung des maßgebenden (schubzeugenden) Torsionsmoments T_{Ed} sind eventuell vorhandene Einflüsse aus der Vorspannung T_{pd} zu berücksichtigen.

$$T_{Ed} = T_{Ed0} - T_{pd} \quad (87)$$

Dabei sind

T_{Ed0} Torsionsmoment infolge äußerer Lasten

T_{pd} Torsionsmoment infolge Vorspannung

Die Bemessung von Spannbetonbauteilen für reine Torsion erfolgt analog zur Bemessung von Bauteilen aus Stahlbeton.

9.2.4.3 Bemessung für kombinierte Beanspruchungen

Für die praktische Bemessung bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft, Torsion und Biegung hat sich eine getrennte Betrachtung der einzelnen Beanspruchungsarten unter Einbeziehung vereinfachter Interaktionsregeln als zweckmäßig erwiesen. Die Bemessung von Spannbetonbauteilen für kombinierte Beanspruchungen erfolgt analog zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen.

In der Biegezugzone sind die beiden in der Biege- und Torsionsbemessung getrennt ermittelten Längsbewehrungen zu überlagern. Überschreiten in der Biegedruckzone die Zugspannungen infolge Torsion die Druckspannungen aus der Biegebeanspruchung nicht, so ist in dem Querschnittsbereich keine zusätzliche Torsionslängsbewehrung erforderlich.

Die Überlagerung bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion kann wahlweise dadurch geführt werden, indem die Bügelbewehrung aus Querkraft allein unter der Annahme $\theta = 45^\circ$ ermittelt oder das für jede Wand des idealisierten Hohlkastens aus der Querkraft und der Torsionsbeanspruchung eine resultierende Querkraft berechnet werden.

9.2.5 Statisch unbestimmte Spannbetontragwerke

9.2.5.1 Zwangbeanspruchungen

Neben den äußeren Lasten wirken häufig Zwangbeanspruchungen wie z. B. Temperaturlastfälle, Auflagerverschiebungen oder das Schwinden des Betons auf Tragwerke ein. Während sich statisch bestimmte Systeme bei diesen Lastfällen frei verformen können, entstehen bei statisch unbestimmten Systemen Zwangschnittgrößen. Die Zwangschnittgrößen hängen direkt von der Steifigkeit des Tragwerks ab und verringern sich, wenn durch Rissbil-

gen der Spannstahlage zur Betonstahlage ist dieses Vorgehen zu unwirtschaftlich. Dann bietet es sich auch hier an, die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung auf der Einwirkungsseite anzusetzen (Ansatz 2). Die wirtschaftliche Berücksichtigung des Dehnungszuwachses muss hier iterativ ermittelt werden, da die Größe der Zusatzdehnung noch nicht bekannt ist.

Vorspannung ohne Verbund (Ansatz 2)

Bei der Vorspannung ohne Verbund werden beide Anteile der Vorspannung der Einwirkungsseite zugeordnet. Da sich der Spannungszuwachs im Bruchquerschnitt wegen des fehlenden Verbunds der Spannglieder über die gesamte Spanngliedlänge verteilt, gelten die in den Abschnitten 9.2.2.3 und 9.2.2.6 gemachten Angaben zum Spanngliedzuwachs. Die Einwirkungsseite wird um den statisch bestimmten Anteil der Vorspannung $M_{P,dir}$ und $N_{P,dir}$ erweitert (Bild 50).

$$M_{Ed} = \sum(\gamma_{G,i} \cdot M_{Gk,i}) + \gamma_Q \cdot M_{Qk,1} + \sum_{i>1}(\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot M_{Qk,i}) + \gamma_P \cdot (M_{P,dir} + M_{P,ind}) \tag{90}$$

$$N_{Ed} = \sum(\gamma_{G,i} \cdot N_{Gk,i}) + \gamma_Q \cdot N_{Qk,1} + \sum_{i>1}(\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot N_{Qk,i}) + \gamma_P \cdot (N_{P,dir} + N_{P,ind}) \tag{91}$$

9.2.5.3 Querkraft und Torsion

Die Bemessung für Querkraft und Torsion von statisch unbestimmten Spannbetontragwerken erfolgt analog zu der von statisch bestimmten Systemen. Die Bemessungsschnittgrößen werden um den statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung sowie Schnittgrößen infolge Zwangseinwirkung ergänzt. Für Querkraft und Torsion ist der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung stets auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen, da die Spannglieder im Bruchzustand keinen Dehnungszuwachs erhalten.

$$V_{Ed} = \sum(\gamma_{G,i} \cdot V_{Gk,i}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk,1} + \sum_{i>1}(\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot V_{Qk,i}) + \gamma_P \cdot (V_{P,dir} + V_{P,ind}) \tag{92}$$

$$T_{Ed} = \sum(\gamma_{G,i} \cdot T_{Gk,i}) + \gamma_Q \cdot T_{Qk,1} + \sum_{i>1}(\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot T_{Qk,i}) + \gamma_P \cdot (T_{P,dir} + T_{P,ind}) \tag{93}$$

Hierin sind

- V_{Ed}, T_{Ed} Bemessungswert der Querkraft bzw. des Torsionsmoments
- $V_{Gk,i}, T_{Gk,i}$ charakteristische Werte der Querkraft bzw. des Torsionsmoments infolge der ständigen Einwirkungen
- $V_{Qk,i}, T_{Qk,i}$ charakteristische Werte der Querkraft bzw. des Torsionsmoments infolge der veränderlichen Einwirkungen
- $V_{P,dir}, T_{P,dir}$ statisch bestimmter Anteil der Querkraft bzw. des Torsionsmoments (im Regelfall nicht vorhanden) infolge Vorspannung
- $V_{P,ind}, T_{P,ind}$ statisch unbestimmter Anteil der Querkraft bzw. des Torsionsmoments (im Regelfall nicht vorhanden) infolge Vorspannung

9.2.6 Ermüdung

9.2.6.1 Allgemeines

Bauteile mit häufigen Spannungsänderungen versagen bei einer geringeren Beanspruchung als Bauteile unter einer konstanten Dauerbeanspruchung. Diese als Ermüdung bezeichnete Erscheinung ist auf Risswachstum in den verwendeten Baustoffen zurückzuführen, das im Allgemeinen nur bei wechselnder Beanspruchung stattfindet. Endgültiges Versagen tritt ein, wenn der durch die Rissbildung reduzierte Querschnitt nicht mehr in der Lage ist, die Spitzenbelastung aufzunehmen (Stahlversagen) bzw. wenn der Querschnitt durch vermehrte Quer-

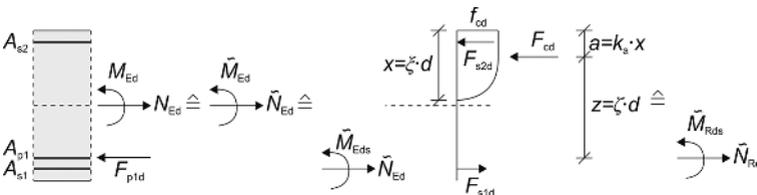


Bild 50. Grenzlast der Biegetragfähigkeit: die gesamten Schnittgrößen aus Vorspannung werden als Einwirkungen berücksichtigt, besonders geeignet für Vorspannung ohne Verbund (Ansatz 2)

rissbildung die aufgebrachte Druckbeanspruchung nicht mehr ertragen kann (Betonversagen).

In der Regel führen Ermüdungserscheinungen zu einer kontinuierlichen Abnahme der Gebrauchsfähigkeit eines Bauteils (Zunahme von Rissbreiten und Durchbiegung), sodass ein Versagen angekündigt wird. Insbesondere in Verbindung mit Korrosionseinwirkungen ist jedoch auch ein unangekündigtes Versagen möglich. Während Ermüdungsnachweise im Stahlbau üblich sind [87], werden sie im Stahlbeton- und Spannbetonbau wegen des hohen Eigengewichtanteils und der großen Steifigkeit deutlich seltener geführt. Nur tragende Bauteile, die beträchtlichen Spannungsänderungen unter nicht vorwiegend ruhenden Lasten unterworfen sind, müssen für Ermüdung bemessen werden, wobei der Ermüdungsnachweis getrennt für Beton und Stahl zu führen ist. Eine Zusammenstellung des Forschungsstands zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonkonstruktionen ist in [55, 72] gegeben.

9.2.6.2 Spannungen

Spannungsermittlung

Die Größe der Spannungsamplitude hängt entscheidend vom Vorspanngrad ab, der sich in der Regel aus dem Nachweis der Dekompression ergibt. Je größer der Vorspanngrad ist, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung unter den ermüdungsrelevanten Gebrauchslasten. In ungerissenen Bereichen erhält der Stahl nur die Dehnung des umgebenden Betons. Die hohe Steifigkeit des Bauteils führt zu einer geringen Schwingbreite. Die planmäßige Rissbildung bei geringeren Vorspanngraden führt zu überproportional größeren Stahlspannungen, da die gesamte Zugkraft vom Stahl aufgenommen werden muss.

Spannungsumlagerung

Für die Bemessung von Spannbetonquerschnitten wird üblicherweise von vollkommenem Verbund zwischen Betonstahl bzw. Spannstahl und Beton ausgegangen. Die Dehnung des Stahls entspricht rechnerisch der Dehnung des Betons auf gleicher Höhenlage. Diese für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichend genaue Annahme darf für Ermüdungsnachweise nicht getroffen werden. Hier ist das unterschiedliche Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl zu berücksichtigen. Der Verbund des Bewehrungsstahls ist abhängig von der zu übertragenden Stahlzugkraft, der vorhandenen Verbundfläche sowie der Oberflächenbeschaffenheit des Stahls. Kleine Stabdurchmesser mit großem Verhältnis von Verbundfläche (Umfang des Stahls) zur Stahlzugkraft (Stahlfläche) besitzen einen besseren Verbund als größere Stäbe. Bei Stab- oder Spannliedbündeln werden Vergleichsdurchmesser angesetzt. Der relativ weiche Einpressmörtel, in den Spannlieder mit nachträglichem Verbund einge-

betet sind, führt zu einer Abnahme der Verbundkraftübertragung.

Die unterschiedliche Verbundsteifigkeit von Beton- und Spannstahl, die dazu führt, dass der verbundsteife Betonstahl einen größeren Anteil der Zugkraft aufnimmt als bei Annahme des vollkommenen Verbunds, wird bei den Ermüdungsnachweisen nach DIN EN 1992-1-1 dadurch berücksichtigt, dass die Betonstahlspannungen mit einem Faktor η zu erhöhen sind.

$$\eta = \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}} \quad (94)$$

mit

- A_s Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
- A_p Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung
- ϕ_s größter Durchmesser der Betonstahlbewehrung
- ϕ_p Durchmesser oder äquivalenter Durchmesser der Spannstahlbewehrung:

$$\phi_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p} \text{ für Bündelspannlieder}$$

$$\phi_p = 1,75 \cdot \phi_{\text{wire}} \text{ für Einzellitzen mit 7 Drähten}$$

$$\phi_p = 1,20 \cdot \phi_{\text{wire}} \text{ für Einzellitzen mit 3 Drähten}$$

Dabei ist ϕ_{wire} der Drahtdurchmesser.

Der Verbundkennwert ξ ist das Verhältnis von Verbundfestigkeit von Spannstahl zu geripptem Betonstahl. Die Verbundkennwerte ξ sind in Tabelle 4 zusammengestellt. Die zugehörige Entlastung des Spannlieds wird nicht in Ansatz gebracht.

Eine unterschiedliche Höhenlage von Betonstahl und Spannstahl ist zu beachten und kann vereinfacht durch die folgende Näherung berücksichtigt werden (Bild 51):

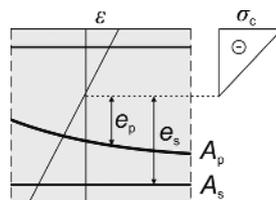


Bild 51. Wichtung der Spannstahlfläche über den Abstand zur Dehnungsnulldlinie [28]

Tabelle 4. Verhältnis der Verbundfestigkeit ξ von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 6.2

Spannstahl	ξ			
	sofortiger Verbund		nachträglicher Verbund	
	$\leq C50/60$	$\geq C70/85$	$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
glatte Stäbe und Drähte	–		0,3	0,15
Litzen	0,6	0,30	0,5	0,25
profilierter Drähte	0,7	0,35	0,6	0,30
gerippte Drähte	0,8	0,40	0,7	0,35

Werte zwischen C50/60 und C70/85 dürfen interpoliert werden.

$$\eta = \frac{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi}}{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_p \cdot \sqrt{\xi} \cdot (\phi_s / \phi_p)} \quad (95)$$

jedoch bei Erfüllung der Verträglichkeit der Dehnungen (Ebenbleiben der Querschnitte).

Beim Ermüdungsnachweis unter Querkraftbeanspruchung dürfen die Schwingbreiten der Querkraftbewehrung mit einer Druckstrebenneigung $\tan\theta_{fat} = \sqrt{\tan\theta} \leq 1,0$ berechnet werden, wobei θ dem rechnerischen Druckstrebenwinkel der statischen Querkraftbemessung entspricht. Zum Nachweis der Druckstreben ist als auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Winkel θ aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit anzusetzen. Die einzelnen Nachweise werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

9.2.6.3 Ermüdungsnachweis

Allgemeines

Der Nachweis gegen Ermüdung (fatigue) ist nur für tragende Bauteile zu führen, die beträchtlichen Spannungsänderungen unter nicht vorwiegend ruhenden Lasten unterworfen sind. Der Nachweis gegen Ermüdung kann in drei verschiedenen Nachweisstufen erbracht werden und ist getrennt für Beton, Betonstahl und Spannstahl zu führen. Da der Rechenaufwand mit den Stufen stark anwächst, empfiehlt es sich, stufenweise vorzugehen (Bild 52).

Die Ermittlung der Spannungen erfolgt bei nicht vollständig überdrücktem Querschnitt auf der Grundlage gerissener Querschnitte (Zustand II) unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons,

Einwirkungskombination

Für den Ermüdungsnachweis müssen in der Regel folgende Einwirkungskombinationen berücksichtigt werden:

- ständige Einwirkungen,
- maßgebender charakteristischer Wert der Vorspannung $P_{k,sup}$ bzw. $P_{k,inf}$.

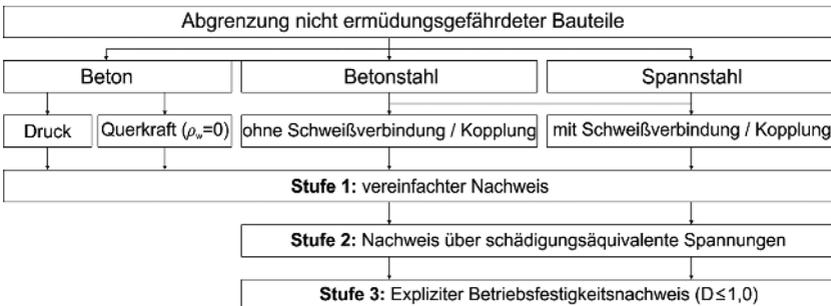


Bild 52. Ablaufschema Ermüdungsnachweis

- sofern diese ungünstig wirken, wahrscheinlicher Wert der Setzung und häufiger Wert der Temperatureinwirkung,
- Einwirkung aus Nutz- bzw. Verkehrslasten.

Um die Schwingbreiten berechnen zu können, ist eine Aufteilung in nichtzyklische und zyklische ermüdungswirksame Einwirkungen (Anzahl wiederholter Lasteinwirkungen) erforderlich.

Die Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkung entspricht der häufigen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{96}$$

Die maßgebende Ermüdungsbelastung Q_{fat} muss mit der ungünstigen Grundkombination kombiniert werden:

$$\underbrace{\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)}_{\text{Grundkombination}} \text{ " + " } Q_{fat} \tag{97}$$

Beton

Auf einen expliziten Ermüdungsnachweis von Beton unter Druckbeanspruchung kann nach DIN EN 1992-1-1 verzichtet werden, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1 \tag{98}$$

mit

- R_{eq} = $E_{cd,min,eq} / E_{cd,max,eq}$ (Verhältnis der Spannungen)
- $E_{cd,min,eq}$ = $\sigma_{cd,min,eq} / f_{cd,fat}$ (minimales Niveau der Druckspannungen)
- $E_{cd,max,eq}$ = $\sigma_{cd,max,eq} / f_{cd,fat}$ (maximales Niveau der Druckspannungen)
- $\sigma_{cd,min,eq}$ Unterspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von $N = 10^6$ Zyklen
- $\sigma_{cd,max,eq}$ Oberspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von $N = 10^6$ Zyklen

Der Bemessungswert der einaxialen Betonfestigkeit für den Nachweis der Ermüdung berechnet sich mit

$$f_{cd,fat} = 1,0 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot (1 - f_{ck} / 250) \tag{99}$$

Der Beiwert $\beta_{cc}(t_0)$ für die Betonfestigkeit bei Erstbelastung ist hierbei DIN EN 1992-1-1, 3.1.2 (6) zu entnehmen (s. Abschnitt 9.4.3.3).

Wird diese Spannungsbegrenzung nicht eingehalten, muss der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit in Stufe 1 mit nachfolgender Gleichung erfüllt sein.

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} &\leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \\ &\leq 0,9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 0,8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \tag{100}$$

Anschaulich lässt sich diese Gleichung in Form des Goodman-Diagramms in Bild 53 darstellen. Liegt eine Belastungskombination, bestehend aus Maximal- und Minimalbeanspruchung, innerhalb der schraffierten Fläche, ist der Ermüdungsnachweis erbracht. Befindet sich der Punkt hingegen außerhalb der schraffierten Fläche, ist der Ermüdungsnachweis nicht erbracht.

Gleichung (100) darf auch beim Querkraftnachweis für die Betondruckstrebe verwendet werden. Hierbei ist die Betondruckfestigkeit $f_{cd,fat}$ mit dem Abminderungsbeiwert ν_1 nach Gl. (78) zu reduzieren.

Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung unter zyklischer Beanspruchung darf eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit gegen Querkraftversagen angenommen werden, wenn gilt (Bild 54):

für $V_{Ed,min} / V_{Ed,max} \geq 0$

$$\begin{aligned} \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} &\leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \\ &\leq 0,9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 0,8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \tag{101}$$

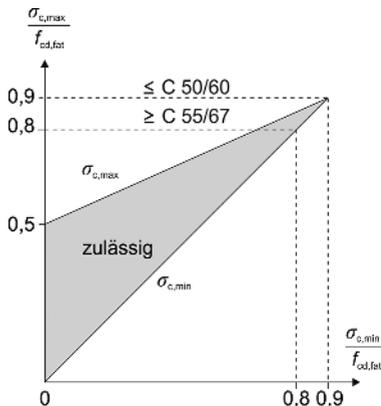


Bild 53. Zulässige Spannungsschwingbreite von Beton unter Druck nach Gl. (100) [28]

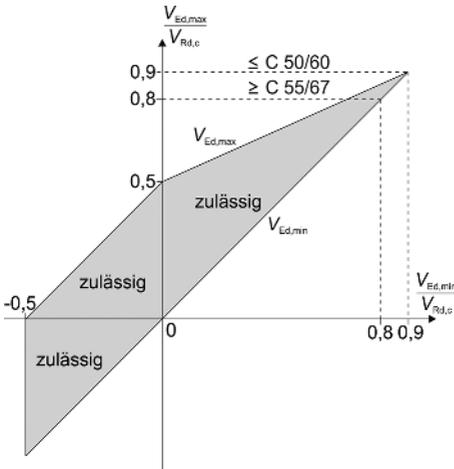


Bild 54. Zulässige Schubspannungsbreite bei Bauteilen ohne Schubbewehrung nach den Gln. (101) und (102) und [28]

für $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < 0$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (102)$$

mit

- $V_{Ed,max}$ Bemessungswert der maximalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination
- $V_{Ed,min}$ Bemessungswert der minimalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination in dem Querschnitt, in dem $V_{Ed,max}$ auftritt
- $V_{Rd,c}$ Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft ohne Schubbewehrung (Gl. 72)

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaften beträgt für Beton $\gamma_{c,fat} = 1,5$. Ein Nachweis für Beton unter Druck oder Querkraft (ohne Querkraftbewehrung) ist ausschließlich in Stufe 1 möglich.

Betonstahl und Spannstahl

In Anlehnung an DIN-FB 102 kann bei externen Spannmitgliedern und Spannmitgliedern ohne Verbund aufgrund der Verteilung der Spannstahldehnung auf eine große Länge und der Möglichkeit zur Inspektion und Austausch der Spannmitglieder auf den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit verzichtet werden. In DIN EN 1992-1-1 sind entsprechende Angaben nicht vorhanden.

Ein ausreichender Ermüdungswiderstand für ungeschweißte Betonstahlbewehrung unter Zugbeanspruchung darf angenommen werden, wenn die Spannungsschwingbreite unter der häufigen Einwirkungskombination $\Delta\sigma_s \leq 70 \text{ N/mm}^2$ beträgt (Stufe 1). Bei geschweißten Bewehrungsstäben ist kein vereinfachter Nachweis zulässig, bei Bewehrungsmatten sind die entsprechenden Zulassungen zu beachten. Ein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls in Stufe 1 ist nicht direkt möglich.

Des Weiteren muss für den Nachweis in Stufe 1 bei geschweißten Verbindungen oder Kopplungen in Spannbetonbauteilen der Betonquerschnitt unter der häufigen Einwirkungskombination im Bereich von 200 mm um die Spannlieder oder Betonstahleinlagen überdrückt sein (Bild 55). Zudem wird die anzusetzende mittlere Vorspannkraft P_m mit dem Faktor 0,75 abgemindert.

Der Ermüdungsnachweis in Stufe 2 erfolgt über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{s,eq}$. Die Anforderungen an Betonstahl, Spannstahl und Verbindungen gelten als erfüllt, wenn die folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (103)$$

Dabei ist

$$\gamma_{F,fat} = 1,0; \gamma_{S,fat} = 1,15$$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ Schwingbreite bei N^* Zyklen entsprechend den Wöhlerlinien

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$ schadensäquivalente Schwingbreite, die der Schwingbreite bei gleichbleibendem Spannungsspektrum mit N^* Spannungszyklen entspricht und zur gleichen Schädigung führt wie ein Schwingbreitenspektrum infolge fließenden Verkehrs

Der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis in Stufe 3 erfolgt auf Grundlage der linearen Schadensakkumulations-Hypothese (Palmgren-Miner-Regel). Hierbei wird davon ausgegangen, dass eine bestimmte Bean-

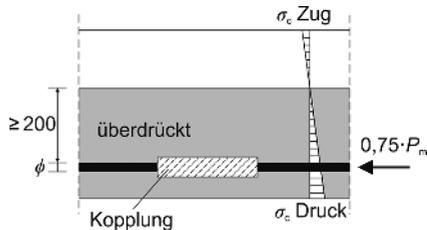


Bild 55. Beispiel überdrückte Kopplung [37]

spruchung eine bestimmte Schädigung D , hervorruft [78, 90].

Im Rahmen der Untersuchung werden für die jeweilige Bemessungsstelle Spannungsschwingbreiten-Zeitverläufe ermittelt. Durch Anwendung eines numerischen Verfahrens, wie z. B. Rainflow- bzw. Reservoir-Methode (vgl. [7]), können die Schädigungsanteile der einzelnen Spannungsschwingbreiten ermittelt und aufsummiert werden. Der Ermüdungsnachweis ist erbracht, wenn die Schädigungssumme $D_{Ed} < 1,0$ ist.

Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls

Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für die Einbausituation vorliegen, können die Parameter der Wöhlerlinie zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls Tabelle 5 entnommen werden. Die angegebenen Werte gelten jeweils für den eingebauten Zustand der Spannglieder. Werte für Kopplungen und für Nachweise des Verankerungsbereichs von Spanngliedern sind den entsprechenden Zulassungen zu entnehmen.

Die Werte der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$ sind für die Bemessung im eingebauten Zustand angegeben. Wegen der Reibkorrosion sind diese ca. 25 bis 35 % niedriger als die Versuchsergebnisse an freien Proben. Die Werte werden in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen produktbezogen überprüft und liegen bei einigen Spannstählen auf dem niedrigeren Niveau der Klasse 2. Die Werte der Klasse 2 werden i. d. R. durch alle zugelassenen Spannstähle erreicht und können ohne Weiteres angesetzt werden. Die höheren Werte der Klasse 1 dürfen angesetzt werden, wenn ein Spannstahl verwendet wird, für den im Zulassungsverfahren diese Werte nachgewiesen wurden. Insoweit ist die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des verwendeten Spannstahls der Klasse 1 dahingehend in Bezug zu

nehmen (auf den Ausführungsunterlagen). Dies gilt nach DAfStb-Heft 600 [8] analog auch für DIN EN 1992-1-1.

Für Betonstahl sind die Parameter der Wöhlerlinie in DIN EN 1992-1-1, Tabelle 6.3DE zu finden.

9.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

9.3.1 Allgemeines

Neben der Sicherheit gegen Versagen (Grenzstand der Tragfähigkeit) muss ein Bauteil die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit während seiner Lebensdauer erfüllen. Die Gebrauchstauglichkeit umfasst die Gebrauchseigenschaften wie z. B. Durchbiegung oder Wasserdurchlässigkeit und die Dauerhaftigkeit wie z. B. der Korrosionsschutz der Bewehrung. Die Nachweise im Grenzstand der Gebrauchstauglichkeit werden für ein niedrigeres Lastniveau (Gebrauchslasten) als im Grenzstand der Tragfähigkeit geführt. Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit, deren Überschreitung Schäden verursachen, die zu einer Gefährdung der Tragfähigkeit führen (z. B. Rissbreitenbeschränkung) sind besonders zu beachten.

Nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 7 umfassen die Nachweise im Grenzstand der Gebrauchstauglichkeit folgende Nachweise:

- Begrenzung von Beton- und Stahlspannungen,
- Beschränkung von Rissbreiten,
- Begrenzung von Verformungen.

Nach DIN EN 1992-1-1, 7.1 (2) ist bei der Ermittlung von Spannungen und Verformungen in der Regel von ungerissenen Querschnitten auszugehen, wenn die Biegezugspannung $f_{ct,eff}$ nicht überschreitet. Der Wert für $f_{ct,eff}$ darf zu f_{ctm} oder $f_{ctm,fl}$ angenommen werden, wenn die Berechnung der Min-

Tabelle 5. Wöhlerlinien für die charakteristische Ermüdungsfestigkeit von Spannstählen nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 6.4DE

Spannstahl	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²] bei N^* Zyklen ^{a)}	
		k_1	k_2	Klasse 1	Klasse 2
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185	120
im nachträglichen Verbund					
Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185	120
gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150	95
gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	75

^{a)} Werte im eingebauten Zustand; Spannstähle werden in zwei Klassen eingeteilt. Werte für Klasse 1 sind durch die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Spannstahl nachzuweisen.

destzugbewehrung auch auf Grundlage dieses Wertes erfolgt. Für die Nachweise von Rissbreiten und bei der Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug ist in der Regel f_{ctm} zu verwenden.

Die Vorspannung hat in erster Linie die Aufgabe das Bauteiltragverhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu verbessern. Da sie den äußeren Lasten entgegenwirkt, werden durch die Vorspannung die Verformungen sowie die Rissbildung günstig beeinflusst. Die Wahl der Spannstahlbewehrung richtet sich deshalb häufig nach den gestellten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit.

9.3.2 Nachweiskonzepte

Die maßgebenden Lasteinwirkungen sind in Abhängigkeit von den jeweiligen Nachweiserfordernissen unter Berücksichtigung von möglichen Zwangbeanspruchungen nach folgenden Belastungskombinationen zu ermitteln:

- charakteristische (seltene) Kombination,
- nicht-häufige Kombination,
- häufige Kombination,
- quasi-ständige Kombination.

Da die tatsächlich im Bauwerk vorhandene Vorspannkraft Streuungen unterliegt, sind die möglichen Abweichungen der Vorspannkraft vom Sollwert in den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen. Dazu wird bei der Ermittlung der maßgebenden Lasteinwirkungen der ungünstigere der beiden charakteristischen Werte der Vorspannkraft $P_{k,sup}$ bzw. $P_{k,inf}$ (vgl. DIN EN 1992-1-1, 5.10.9 (1)) angesetzt.

9.3.3 Begrenzung der Spannungen

9.3.3.1 Betonspannungen

Hohe Betondruckspannungen unter Gebrauchslasten können durch Querspannungen zur Rissbildung parallel zur Spannbewehrung führen. Darüber hinaus besteht die Gefahr einer das Betongefüge zerstörenden Mikrorissbildung, welche die Dauerhaftigkeit des Bauteils einschränkt. Werden keine weitergehenden Maßnahmen getroffen, wie z. B. die Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Bügelbewehrung, sind für Bauteile der Umgebungsklassen XD1 bis XD3, XF1 bis XF4 und XS1 bis XS3 (nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 4.1) die Betondruckspannungen unter der charakteristischen Beanspruchungskombination auf folgenden Wert zu begrenzen:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} \quad (104)$$

Zur Vermeidung überproportionaler Kriechverformungen sind die Betondruckspannungen unter quasi-ständigen Lasten auf

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad (105)$$

zu begrenzen. Im Bereich unterhalb dieser Spannungsgrenze kann näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen der elastischen und der durch Kriechen erzeugten Betonverformung vorausgesetzt werden.

Die genannten Spannungsbegrenzungen können im Bereich von Auflagern und Verankerungen entfallen, wenn die erforderliche Spaltzug- und Zusatzbewehrung eingelegt wird und die allgemeinen Konstruktionsregeln eingehalten sind.

9.3.3.2 Betonstahlspannungen

Zur Vermeidung von nichtelastischen Verformungen im Stahl, die zur Entstehung von breiten Einzelrissen im Beton sowie unzulässiger Verformungen führen, sind die Spannungen in der Betonstahlbewehrung unter der charakteristischen Einwirkungskombination auf folgende Werte zu beschränken:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} \quad \text{bei direkten Einwirkungen (Lastbeanspruchung)} \quad (106)$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \cdot f_{yk} \quad \text{bei ausschließlich indirekten Einwirkungen (Zwang)} \quad (107)$$

9.3.3.3 Spannstahlspannungen

Die Spannungen in der Spannstahlbewehrung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sind auf den Wert

$$\sigma_p \leq 0,65 \cdot f_{pk} \quad (108)$$

für den Mittelwert der Vorspannung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste zu beschränken.

Unmittelbar nach Abschluss des Spannvorgangs bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund bzw. nach Lösen der Spannbettverankerungen bei Vorspannung mit sofortigem Verbund darf der Mittelwert der Spannstahlspannung unter der seltenen Einwirkungskombination die Werte

$$\sigma_p = \sigma_{p,max} \leq \begin{cases} 0,80 \cdot f_{pk} \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} \end{cases} \quad (109)$$

in keinem Querschnitt und zu keinem Zeitpunkt überschreiten.

9.3.3.4 Vorgehensweise zur Nachweisführung

Grundsätzlich erfolgt bei den Spannungsnachweisen zunächst eine Prüfung, ob von ungerissenen (Zustand I) oder gerissenen Querschnittsverhältnissen (Zustand II) bei der Nachweisführung bez. der Gebrauchsspannungen auszugehen ist. Üblicherweise erfolgt diese in der seltenen Lastfallkombina-

tion (rare), die im Vergleich der drei SLS-Kombinationen häufigkeitsbedingt die größten Spannungen induziert. Die Denkweise dahinter ist, dass bereits ein einmaliges seltenes Gebrauchslastereignis ausreicht, einen Betonquerschnitt aufreißen zu lassen. Für alle folgenden Beanspruchungen ist dann von Zustand II auszugehen.

Konkret ist an der kritischen Faser am oberen bzw. unteren Querschnittsrand die örtliche Spannung gegen die Biegezugspannung $f_{ct,eff}$ zu prüfen. Wird diese überschritten, hat die Nachweisführung ggf. mit Hilfsmitteln zu erfolgen, die gerissene Querschnittsverhältnisse abzubilden vermögen. Andernfalls behält die linear-elastische Spannungsgleichung Gültigkeit und kann zum Nachweis der kritischen Fasern genutzt werden. Dabei ist es hilfreich zu reflektieren, dass dann verbundbedingt die Spannung in den Stahleinlagen aus Beton- und Spannstahl proportional zu den Betonspannungen über den jeweiligen Verhältniswert der Elastizitätsmoduln gekoppelt ist.

Hilfsmittel für die Nachweisführung unter Beachtung der Querschnittsverhältnisse im Zustand II sind verschiedentlich publiziert [30, 58, 63, 64, 70]. Hinsichtlich ihrer Anwendungsmöglichkeiten und Aufbereitung lassen sie sich teils deutlich differenzieren. *Hochreither* [58] gelingt die Aufbereitung von Diagrammen zur Ermittlung der Stahlspannung im Zustand II für Rechteckquerschnitte und Plattenbalken (profilierter Querschnitte), die in älteren Ausgaben des Beton-Kalenders publiziert wurden [66]. Der Fokus von *Litzner* [70] liegt auf der Nachweisführung von Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten aus Stahlbeton (Balken und Platten) mit bis zu zwei Bewehrungslagen am oberen und unteren Rand unter reiner Biegebeanspruchung. Für diese gibt er analytische Gleichungen für Querschnittswerte und besonders die Druckzonenhöhe im Zustand II an. Insbesondere die Einschränkung auf reine Biegung stellt eine Anwendung bei Spannbetontragwerken jedoch infrage. *Dutulescu* [32] bereitet analytische Gleichungen und Interpolationstabellen für Plattenbalkenquerschnitte und solche mit rechteckiger Form unter Biegung mit Normalkraft auf und integriert somit die Spannbetonbauweise. Die Aufbereitung umfasst dabei konsequent alle möglichen Lagen der Druckzonenhöhe. In [64] findet sich ein ursprünglich schon in [63] entwickelter Formelapparat, der Spannbetonquerschnitte in Rechteck-, Plattenbalken- und I-Form mit bis zu zwei Betonstahl- und Spannstahllagen nachweisen lässt. Der zentrale Lösungsansatz darin ist ein kubisches Polynom zur Bestimmung der bezogenen Druckzonenhöhe, dessen Nullstellen z. B. mit dem Bisektionsverfahren, algebraisch mit den Cardanischen Formeln oder numerisch mithilfe einer Tabellenkalkulationssoftware einfach gefunden werden können.

9.3.4 Begrenzung der Rissbildung

9.3.4.1 Allgemeines

Rissbildung tritt in Stahlbeton- und Spannbetontragwerken auf, die durch Biegung, Querkraft, Torsion oder Zugkräfte beansprucht werden. Diese Beanspruchungen stellen sich aus direkter Last oder durch behinderte bzw. aufgebrauchte Verformungen ein. Die Grundlagen der Rissbildung sind in [56] detailliert beschrieben.

Das Auftreten von Rissen infolge Last- und/oder Zwangbeanspruchung im Gebrauchszustand kann auch bei Spannbetontragwerken nicht ausgeschlossen werden. Allerdings ist die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung im Vergleich zum Stahlbeton geringer, da bei geeignetem Spanngliedverlauf die Vorspannung den planmäßig auf ein Bauteil einwirkenden Lasten entgegenwirkt. Risse, die sich durch eine Laststeigerung über das Gebrauchslastniveau hinaus bilden, können nach der Entlastung durch die Vorspannung wieder vollständig geschlossen bzw. überdrückt werden, solange im Spannstahl keine plastischen Dehnungen aufgetreten sind.

Zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Tragwerke ist nach DIN EN 1992-1-1 ein Nachweis der Mindestbewehrung und ein Nachweis zur Beschränkung der Rissbreite gefordert. Letzterer kann sowohl ohne direkte Berechnung über die Einhaltung von Konstruktionsregeln als auch mit einer direkten Berechnung bestimmt werden.

9.3.4.2 Zusammenwirken von Spannstahl und Betonstahl

Bei Vorspannung mit Verbund muss der Einpressmörtel oder Beton neben dem Korrosionsschutz den notwendigen Verbund zwischen Spannglied und umgebendem Bauwerksbeton sicherstellen. Dabei wirkt sich dieser Verbund, der im Wesentlichen erst im gerissenen Zustand II aktiviert wird, sowohl auf das Tragverhalten im Bruchzustand als auch auf die Dauerhaftigkeit und Funktionsfähigkeit unter Gebrauchslasten aus. Im Gebrauchszustand kann das Verbundverhalten der Spannglieder in ihrer jeweiligen Wirkungszone zur Beschränkung der Rissbreiten beitragen. Darüber hinaus kommt es durch das unterschiedliche Verbundverhalten zu unterschiedlich hohen Spannungszuwächsen im Betonstahl und Spannstahl. In DIN EN 1992-1-1, 6.8.2 wird das unterschiedliche Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl durch den Erhöhungsfaktor η (s. Gl. 94) berücksichtigt. Die Werte für das Verhältnis der Verbundfestigkeiten ξ sind Tabelle 4 zu entnehmen.

9.3.4.3 Anforderungen

Werden an Spannbetonbauteile keine besonderen Anforderungen an die Gebrauchseigenschaften gestellt (z. B. Wasserundurchlässigkeit), sind für die

Tabelle 6. Rechenwert w_{\max} [mm] nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 7.1DE

Expositions- klasse	Stahlbeton / Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	
	mit Einwirkungskombination			
	quasi-ständig	häufig	häufig	selten
X0, XC1	0,4 ^{a)}	0,2	0,2	X
XC2-XC4	0,3	0,2 ^{b), c)}	0,2 ^{b)}	
XS1-XS3 XD1, XD2, XD3			Dekompression	0,2

^{a)} Bei X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit. Der Grenzwert wird i. d. R. zur

^{b)} Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Zusätzlich ist der Nachweis der Dekompression unter quasi-ständiger Einwirkungskombination zu führen.

^{c)} Dekompressionsnachweis darf entfallen, soweit der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt wird.

Begrenzung der Rissbreiten Dauerhaftigkeitskriterien maßgebend. Diese Anforderungen gelten als erfüllt, wenn die Grenzwerte von Tabelle 6 eingehalten werden.

Für Bauteile mit Spanngliedern ausschließlich ohne Verbund gelten die Anforderungen für Stahlbetonbauteile. Für Bauteile mit einer Kombination von Spanngliedern im und ohne Verbund gelten die Anforderungen an Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im Verbund. Bei Bauteilen der Expositions-kategorie XD3 können besondere Maßnahmen erforderlich werden. Die Wahl der entsprechenden Maßnahmen hängt von der Art des Angriffsrisikos ab.

Die auftretenden Rissbreiten sind kleiner als die zulässigen Werte nach Tabelle 6, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- In allen Querschnitten, in denen Zugbeanspruchungen infolge Zwang bzw. einer Kombination aus äußeren Lasten und Zwang auftreten können, wird eine im Verbund liegende Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 angeordnet.
- Die Rissbreiten dürfen gemäß DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 berechnet werden. Alternativ dürfen vereinfachend die Durchmesser der Stäbe oder deren Abstände gemäß DIN EN 1992-1-1, 7.3.3 begrenzt werden. Für die Nachweise von Rissbreiten und bei der Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug ist in der Regel f_{ctm} zu verwenden.

Die in den Nachweisverfahren angegebenen Rechenwerte der Rissbreite sind als Anhaltswerte zu verstehen, die gelegentlich geringfügig überschritten werden können. Dies ist bei Beachtung der Regeln zur Begrenzung der Rissbreite im Allgemeinen

unbedenklich. Die Verfahren erlauben eine Begrenzung bzw. Berechnung der Rissbreiten innerhalb des Wirkungsbereiches der Bewehrung. Außerhalb dieses Bereichs können größere Rissbreiten auftreten.

9.3.4.4 Dekompression

Der Zustand der Dekompression ist in einer Querschnittsfaser dann erreicht, wenn die Summe der Spannungen σ_c infolge der einwirkenden Lasten einschließlich Vorspannung in dieser Faser gleich null ist. Die Schnittgrößen infolge der äußeren Einwirkungen, die die Wirkung der Vorspannung in der betrachteten Faser aufheben, werden dabei als Dekompressionsschnittgrößen bezeichnet. Sie können aus folgender Beziehung ermittelt werden:

$$\sigma_c(z) = \frac{N_D - N_P}{A_c} + \frac{M_D - M_P}{I_c} \cdot z = 0 \quad (110)$$

mit

M_P, N_P Schnittgrößen infolge Vorspannung

M_D, N_D Dekompressionsschnittgrößen

z Koordinate der betrachteten Querschnittsfaser

A_c, I_c Betonquerschnittswerte

Neben dem bekannten Dekompressionsnachweis analog zu DIN 1045-1, wonach der Betonquerschnitt im Zustand I unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination vollständig unter Druckspannungen steht (Bild 56), ermöglicht DIN EN 1992-1-1 auch einen genaueren Nachweis über die Grenzlinie der Dekompression. Zur Einhaltung des Grenzzustands der Dekompression ist hierfür nachzuweisen, dass der Betonquerschnitt um das Spann-

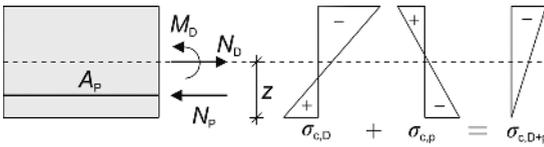


Bild 56. Definition des Dekompressionszustands

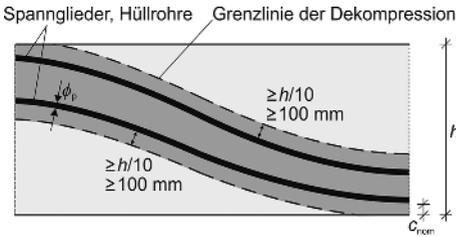


Bild 57. Grenzlinie der Dekompression

glied im Bereich von 100 mm oder von 1/10 der Querschnittshöhe unter Druckspannungen steht (Bild 57). Der größere Bereich ist maßgebend. Die Spannungen sind im Zustand II nachzuweisen.

Generell sollte der Dekompressionsnachweis als Entwurfskriterium für die Dimensionierung der erforderlichen Spannstaahlmenge herangezogen werden, da der Nachweis bei überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen nur durch eine entsprechende Vorspannung zu erfüllen ist.

9.3.4.5 Mindestbewehrung

Durch die Anordnung einer Mindestbewehrung soll das Entstehen breiter Einzelrisse infolge Zwangsbeanspruchungen verhindert werden. Der Querschnitt der Mindestbewehrung darf vermindert werden, wenn die Zwangsschnittgröße die Risschnittgröße nicht erreicht. In diesen Fällen darf die Mindestbewehrung durch eine Bemessung des Querschnitts für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung ermittelt werden.

In Bereichen von Bauteilen mit Vorspannung mit Verbund, in denen unter der charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombination und der maßgebenden charakteristischen Vorspannung die Betondruckspannungen betragsmäßig größer als 1 N/mm^2 sind, kann die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung entfallen.

Sofern nicht eine genauere Rechnung zeigt, dass ein geringerer Bewehrungsquerschnitt ausreicht, erfolgt die Ermittlung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts $A_{s,\min}$ wie bei Stahlbetonbauteilen mit:

$$A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (111)$$

Hierin sind

$A_{s,\min}$ Mindestquerschnittsfläche der Betonstahlbewehrung innerhalb der Zugzone

A_{ct} Querschnittsfläche der Betonzugzone. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts oder Teilquerschnitts, der unter der zur Erstrissbildung am Gesamtquerschnitt führenden Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand rechnerisch unter Zugspannungen steht.

σ_s Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Dieser darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein geringerer Wert entsprechend dem Rissdurchmesser ϕ_s^* der Stäbe oder dem Höchstwert der Stababstände erforderlich werden.

$f_{ct,\text{eff}}$ wirksame Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstrissbildung

k Beiwert zur Berücksichtigung von nicht-linear verteilten Eigenspannungen

a) Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließens der Hydratationswärme):

$$k = 0,8 \quad \text{für } h \leq 300 \text{ mm}$$

$$k = 0,5 \quad \text{für } h \geq 800 \text{ mm}$$

Zwischenwerte sind zu interpolieren; für h ist der kleinere Wert von Höhe und Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts anzusetzen

b) Zugspannungen durch außerhalb des Bauteils hervorgerufenen Zwang (z. B. Stützensenkung, wenn der Querschnitt frei von nicht-linear verteilten Eigenspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen ist):

$$k = 1,0$$

k_c Beiwert zur Charakterisierung der Spannungsverteilung im Querschnitt bei reinem Zug: $k_c = 1,0$
bei Biegung / Biegung mit Normalkraft:

– bei Rechteckquerschnitten und Stegen von Hohlkästen- oder T-Querschnitten:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \tag{112}$$

– bei Gurten von Hohlkästen- oder T-Querschnitten:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5 \tag{113}$$

σ_c Betonspannung in Höhe der Schwerelinie des Querschnitts oder Teilquerschnitts im ungerissenen Zustand unter der Einwirkungskombination, die am Gesamtquerschnitt zur Erstrissbildung führt:
 $\sigma_c = N_{Ed}/(b \cdot h)$

N_{Ed} Normalkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, die auf den untersuchten Teil des Querschnitts einwirkt (Druckkraft positiv). Zur Bestimmung von N_{Ed} sind in der Regel die charakteristischen Werte der Vorspannung und der Normalkräfte unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu berücksichtigen.

$k_1 = 1,5$ für N_{Ed} als Drucknormalkraft
 $= 2/3 \cdot h^*/h$ für N_{Ed} als Zugnormalkraft

h Höhe des Querschnitts oder Teilquerschnitts
 $h^* = h$ für $h < 1,00$ m
 $h^* = 1,0$ m für $h \geq 1,00$ m

F_{cr} Absolutwert der Zugkraft im Gurt unmittelbar vor Rissbildung infolge des mit $f_{ct,eff}$ berechneten Rissmoments

Bei gegliederten Querschnitten wie Plattenbalken oder Hohlkästen muss die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt separat ermittelt werden. Der Grund hierfür sind mögliche Zwangsspannungen aufgrund einer gegenseitigen Drehbehinderung zwischen den einzelnen Teilquerschnitten. Sollte eine äußere Einwirkung bei der Entstehung von Zwangskräften maßgebend beteiligt sein, so sind nur

die betroffenen Teilquerschnitte zu betrachten. In diesem Fall werden die Teilquerschnitte so bestimmt, dass an mindestens einem Querschnittsrand die gleichen Randdehnungen vorliegen. In Bild 58a ist exemplarisch ein Plattenbalken über einer Stütze (Zug an der Querschnittsoberseite) dargestellt.

Hierbei ergeben sich für den Rissbreitennachweis folgende Teilquerschnitte:

- Stegquerschnitt mit überwiegender Biegebeanspruchung und Betondruckbeanspruchung in der Schwereachse,
- Gurtquerschnitt mit Zugbeanspruchung über die gesamte Höhe.

Die Rissbreitenbegrenzung sollte durch eine Begrenzung des vorhandenen Stabdurchmessers auf den folgenden Wert nachgewiesen werden:

Biegemoment:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{4 \cdot (h - d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \tag{114}$$

zentrischer Zug:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{8 \cdot (h - d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \tag{115}$$

mit

ϕ_s^* Grenzdurchmesser nach Tabelle 7

h Bauteildicke

d statische Nutzhöhe

h_{cr} Höhe der Zugzone im Querschnitt bzw. Teilquerschnitt vor Beginn der Erstrissbildung mit Normalkräften unter quasi-ständiger Einwirkungskombination

$f_{ct,eff}$ wirksame Betonzugfestigkeit zum betrachteten Zeitpunkt

Bis zu einem Abstand ≤ 150 mm von der Mitte eines Spannglieds mit Verbund darf die in diesem

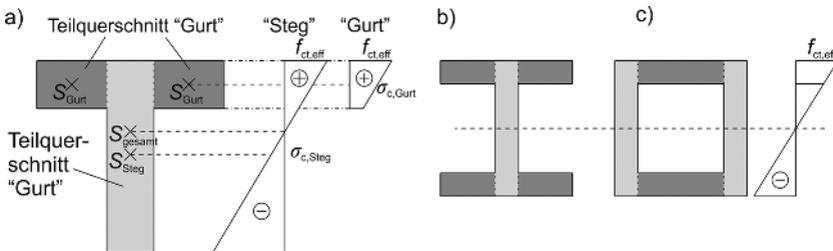


Bild 58. Aufteilung in Teilquerschnitte mit gleicher Randdehnung nach [8] und [37]; a) Plattenbalken, b) Doppel-T-Profil, c) Hohlkasten

Bereich erforderliche Mindestbewehrung durch die Berücksichtigung des Terms $\xi_1 \cdot A_p' \cdot \Delta\sigma_p$ auf der Widerstandseite in Gl. (116) verringert werden:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A_p' \cdot \Delta\sigma_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \tag{116}$$

Die unterschiedliche Verbundsteifigkeit der Bewehrung wird über das gewichtete Verhältnis der Verbundsteifigkeiten von Spannstahl und Betonstahl unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Durchmesser wie folgt erfasst:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \tag{117}$$

Dabei sind

A_p' Querschnitt der Spannglieder mit sofortigem oder nachträglichem Verbund in der Zugzone

$A_{c,eff}$ Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 59. $A_{c,eff}$ ist die Betonfläche um die Zugbewehrung mit der Höhe $h_{c,eff}$, wobei $h_{c,eff}$ das Minimum von $[2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2]$ ist. Bei dickeren Bauteilen ist zu berücksichtigen, dass der Wirkungsbereich entsprechend Bild 59d bis auf $5 \cdot (h - d)$ anwachsen kann. Wenn die Bewehrung nicht innerhalb des Grenzbereichs $(h - x)/3$ liegt, sollte dieser auf $(h - x)/2$ mit x im Zustand I vergrößert werden.

ϕ_s größter vorhandener Stabdurchmesser der Betonstahlbewehrung

ϕ_p äquivalenter Durchmesser der Spannstahlbewehrung

$\phi_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$ Bündelspannglieder

$\phi_p = 1,2 \cdot \phi_{Draht}$ 3-drähtige Einzeldrähte

$\phi_p = 1,75 \cdot \phi_{Draht}$ 7-drähtige Einzeldrähte

ξ Verhältnis der Verbundsteifigkeiten von Spannstahl und Betonstahl nach Tabelle 4

$\Delta\sigma_p$ Spannungsänderung in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des ungedehnten Betons

Wird nur Spannstahl zur Begrenzung der Rissbreite verwendet, gilt $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

Die Mindestbewehrung ist überwiegend am gezogenen Querschnittsrand anzuordnen, mit einem angemessenen Anteil aber auch so über die Zugzone zu verteilen, dass die Bildung breiter Sammelrisse vermieden wird.

9.3.4.6 Beschränkung der Rissbildung ohne direkte Berechnung

Wenn die Durchmesser oder die Abstände der eingelegten Bewehrung aus dem Nachweis der Mindestbewehrung bzw. dem Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft in Abhängigkeit von der Spannung nach den Tabellen 7 und 8 begrenzt werden, kann die Rissbreite ohne deren direkte Berechnung begrenzt werden:

- Bei Rissbildung infolge überwiegend indirekten Einwirkungen (Zwangbeanspruchung) ist die Rissbreite nachgewiesen, wenn die Grenzdurchmesser nach Tabelle 7 unter Berücksichtigung der Stahlspannung σ_s eingehalten sind.
- Bei Rissbildung infolge überwiegend direkten Einwirkungen (Lastbeanspruchung) ist die Rissbreite nachgewiesen, wenn entweder die Grenzdurchmesser nach Tabelle 7 oder die Höchstwerte der Stababstände nach Tabelle 8 eingehalten sind.

In Platten der Expositionsklasse XC1 im üblichen Hochbau ohne wesentliche Zugnormalkraft sind bei einer Gesamthöhe von nicht mehr als 200 mm und bei Einhaltung der Bedingungen gemäß DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 9.3 (Konstruktionsregeln für

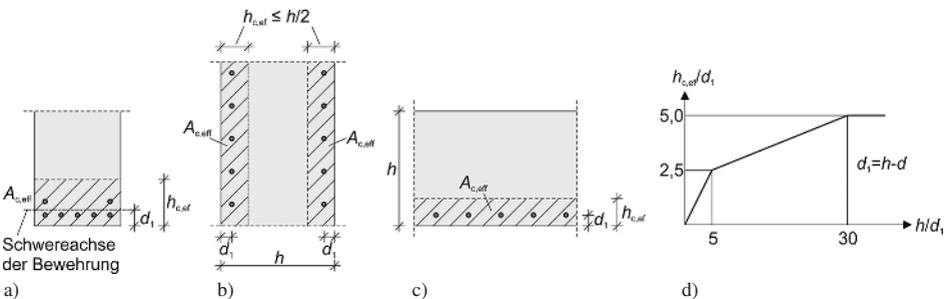


Bild 59. Wirkungsbereich der Bewehrung (typische Fälle) nach DIN EN 1992-1-1/NA, Bild 7.1DE; a) Balken (Biegung), b) Bauteile unter Zugbeanspruchung, c) Platte/Decke (Biegung), d) Vergrößerung der Höhe $h_{c,eff}$ des Wirkungsbereichs der Bewehrung bei zunehmender Bauteildicke

Tabelle 7. Grenzdurchmesser ϕ_s^* bei Betonstählen (DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 7.2DE)

$\sigma_s^{b)}$ [N/mm ²]	Grenzdurchmesser der Stäbe $\phi_s^{* a)}$ [mm]		
	w_k		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

a) Die Werte der Tabelle NA.7.2 basieren auf folgenden Annahmen: Grenzwerte der Gleichungen 7.9 und 7.11 nach DIN EN 1992-1-1 mit $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ und $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = \sqrt{w_k \cdot 3,48 \cdot 10^6 / \phi_s^*}$$

b) Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Vollplatten) keine speziellen Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten erforderlich.

Bei Spannbeton mit Spannmitgliedern im sofortigen Verbund, bei dem die Begrenzung der Rissbreiten vorwiegend durch Spannmitglieder sichergestellt wird, dürfen die Tabellen 7 und 8 mit einer Spannung angewendet werden, die sich aus der Gesamtspannung abzüglich der Vorspannung ergibt. Bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund, bei dem die Begrenzung der Rissbreiten vorwiegend durch Betonstahl sichergestellt wird, dürfen die Tabellen mit der Spannung dieser Bewehrung unter Berücksichtigung der Vorspannkraften verwendet werden.

Dabei sollte der Grenzdurchmesser in Abhängigkeit von der Bauteildicke wie folgt modifiziert werden:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot (h - d) \cdot b \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (118)$$

mit

- ϕ_s^* Grenzdurchmesser nach Tabelle 7
- h Bauteildicke
- b Querschnittsbreite
- σ_s Betonstahlspannung im Zustand II, bei Spannmitgliedern im Verbund nach Gl. (119)

Tabelle 8. Höchstwerte der Stababstände von Betonstählen (DIN EN 1992-1-1, Tabelle 7.3N)

$\sigma_s^{a)}$ [N/mm ²]	Höchstwerte der Stababstände [mm]		
	w_k		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

a) Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Die Stahlspannungen sind auch in vorgespannten Bauteilen im Zustand II für die maßgebende Einwirkungskombination einschließlich Zwang unter Ansatz des charakteristischen Werts der Vorspannung zu ermitteln ($P_{k,inf}$ bzw. $P_{k,sup}$). Hierbei wird die Vorspannung als eine äußere Kraft angesetzt. In Bauteilen mit einer im Verbund liegenden Vorspannung ist die Stahlspannung unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Bewehrungsstahl und Spannstahl wie folgt zu berechnen:

$$\sigma_s = \sigma_{s2} + 0,4 \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{1}{\rho_{p,eff}} - \frac{1}{\rho_{tot}} \right) \quad (119)$$

Dabei sind

- σ_s Spannung in der Betonstahlbewehrung
- σ_{s2} Spannung im Betonstahl bzw. der Spannungszuwachs im Spannstahl im Zustand II für die maßgebende Einwirkungskombination unter Annahme eines starren Verbunds
- $f_{ct,eff}$ wirksame Betonzugfestigkeit
- $\rho_{p,eff}$ effektiver Bewehrungsgrad unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p'}{A_{c,eff}} \quad (120)$$

ρ_{tot} effektiver geometrischer Bewehrungsgrad

$$\rho_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,eff}} \quad (121)$$

- $A_{c,eff}$ Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 59; im Allgemeinen darf $h_{c,eff} = 2,5 \cdot d_1$ (konstant) verwendet werden
- A_s Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung

A_p Querschnittsfläche der Spannglieder, die im Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung liegen

ξ_1 Verhältnis der Verbundsteifigkeiten nach Gl. (117)

Für Träger mit mindestens 100 cm Bauteilhöhe wird zur Vermeidung von großen Rissbreiten und Sammelrissen im Steg in DIN EN 1992-1-1, 7.3.3 (3) die Anordnung einer zusätzlichen Oberflächenbewehrung im Steg an den Seitenflächen vorgeschrieben. Voraussetzung ist, dass die Wirkungszone der Biegebewehrung wie in Bild 60 dargestellt auf einen kleinen Teil der Höhe konzentriert ist. Die Oberflächenbewehrung darf mit Gl. (116) unter Verwendung der Werte $k = 0,5$ und $\sigma_s = f_{yk}$ ermittelt werden. Für die Ermittlung der Fläche der Betonzugzone A_{ct} kann die halbe Stegbreite angesetzt werden. Für die konstruktive Durchbildung werden die Bewehrungsabstände und -durchmesser mit den bereits vorgestellten Regeln überprüft. Die ermittelte Oberflächenbewehrung ist gleichmäßig über die Höhe zwischen Lage der Zugbewehrung und der Nulllinie innerhalb der Bügel zu verteilen.

Bei Verwendung unterschiedlicher Stabdurchmesser darf ein mittlerer Stabdurchmesser ϕ_m zu

$$\phi_m = \frac{\sum \phi_i^2}{\sum \phi_i} \quad (122)$$

angesetzt werden. Für Doppelstäbe in Betonstahlmatten ist der Durchmesser des Einzelstabs maßgebend.

Die Begrenzung der Schubrissbreite ist bei Einhaltung der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln nach DIN EN 1992-1-1, 8.5 bzw. 9.2.2 und 9.2.3 sichergestellt.

9.3.4.7 Berechnung der Rissbreite

Neben der Begrenzung der Rissbreite durch die Einhaltung von Konstruktionsregeln ist nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 auch ein Nachweis über die direkte Berechnung der Rissbreite zulässig. Hierbei wird die charakteristische Rissbreite w_k ermittelt und entsprechend dem Nachweis-konzept der maximal zulässigen Rissbreite gegenübergestellt.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (123)$$

mit

$s_{r,max}$ maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild

$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ Differenz aus der mittleren Dehnung der Bewehrung unter der maßgebenden Einwirkungskombination und der mittleren Dehnung des Betons

Die hiermit berechneten Rissbreiten gelten innerhalb der Wirkungszone der Bewehrung (vgl.

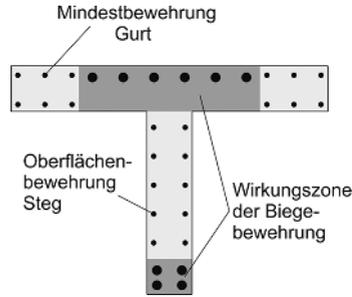


Bild 60. Zusätzliche Oberflächenbewehrung für Träger mit $h \geq 100$ cm nach [37]

Bild 59). Außerhalb dieses Bereichs können größere Rissbreiten auftreten, was aber bei Einhaltung der angegebenen Regeln zur Rissbreitenbegrenzung im Allgemeinen unbedenklich ist.

Die Regelungen in DIN EN 1992-1-1 entsprechen den Angaben in [13] und sind in [56] ausführlich beschrieben. Die Berechnungsgleichungen können auch bei einer kombinierten Beanspruchung aus Lasten und Zwang verwendet werden, wenn die für den gerissenen Querschnitt bestimmte Dehnung aus Lasten um den Wert infolge von Zwang erhöht wird. Ist die resultierende Zwangdehnung $\leq 0,8 \text{ ‰}$, ist die Rissbreite nur für den größeren Wert von Last- oder Zwangsspannung zu ermitteln.

9.3.5 Grenzzustände der Verformung

Die Verformungen von Bauteilen sind im Allgemeinen so zu begrenzen, dass die vorgesehene Funktion dieser Bauteile sowie ihr Erscheinungsbild nicht beeinträchtigt werden. Übermäßige Durchbiegungen können unter anderem Schäden in leichten Trennwänden, angrenzenden Verglasungen und benachbarten Konstruktionselementen verursachen.

Aus ästhetischen Gründen sowie zur Sicherung der Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks sollte die auf die Verbindungslinie zwischen den Auflagerepunkten bezogene rechnerische Durchbiegung f unter den quasi-ständigen Lasten den Wert:

$$f \leq \frac{l}{250} \quad \text{mit } l \text{ Stützweite}$$

nicht übersteigen. Können infolge der Verformungen Folgeschäden in angrenzenden Bauteilen entstehen, sind die nach dem Einbau dieser Bauteile auftretenden Durchbiegungen im Allgemeinen auf den Wert

$$\Delta f \leq \frac{l}{500}$$

zu begrenzen.

Tabelle 9. Modifikation für $c_{\min, \text{dur}}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 4.3

Kriterium	Expositionsklasse						
	X0, XC1	XC2	XC3	XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Druckfestigkeitsklasse	0	$\geq C25/30$	$\geq C30/37$	$\geq C35/45$	$\geq C40/50$	$\geq C45/55$	$\geq C45/55$
		–5 mm					

Die Größe der Durchbiegung sowie ihre zeitliche Entwicklung werden neben dem Materialverhalten gegenüber Kurzzeit- (E-Modul, Zugfestigkeiten) sowie Langzeitbeanspruchungen (Kriechen, Schwinden, Relaxation) von geometrischen Größen (Querschnittsabmessungen, Lage der Bewehrung, Einspannung an den Auflagern) und vor allem von der tatsächlich auftretenden Belastung beeinflusst.

Das Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen wird wesentlich durch die Vorspannung geprägt, die planmäßig entgegengesetzt zu den äußeren Lasten wirkt. Die Anwendung von einfachen für Stahlbetonbauteile abgeleiteten Regeln zur Beschränkung von Durchbiegungen, die den Einfluss der Belastung nur indirekt berücksichtigen, wie z. B. die Begrenzung der Biegeschlankheit, ist deshalb für Spannbetonkonstruktionen nicht sinnvoll.

9.4 Bauliche Durchbildung und Spanngliedverankerung

9.4.1 Allgemeines

Bezüglich der baulichen Durchbildung gelten prinzipiell für Spannbetonbauteile die gleichen Regelungen wie für Stahlbetonbauteile. In den nachfolgenden Abschnitten werden die nur Spannbetonbauteile betreffenden zusätzlichen Vorgaben zusammengestellt.

Des Weiteren wird in diesem Abschnitt die Verankerung von Spanngliedern behandelt. Für Spannbetonssysteme ist die Spanngliedverankerung sehr wichtig, da ohne eine sichere Einleitung der Spannkraft die günstige Wirkung der Vorspannung auf die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nicht genutzt werden kann. Die Nachweise der Spanngliedverankerung werden in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt.

Grundsätzlich dürfen nur Spannglieder und Verankerungssysteme mit einer Zulassung bzw. einer Zustimmung im Einzelfall verwendet werden.

Die Abstände der Spannglieder und Hüllrohre müssen grundsätzlich so festgelegt werden, dass das Einbringen und Verdichten des Betons ordnungsgemäß erfolgen kann; dies gilt auch für eine eventuelle Bündelung von Spanngliedern im Verankerungsbereich.

Zwischen im Verbund liegenden Spanngliedern und verzinkten Einbauteilen bzw. Bewehrung darf keine

metallische Verbindung bestehen und es muss mindestens 20 mm Beton vorhanden sein.

9.4.2 Betondeckung

Eine Mindestbetondeckung c_{\min} der Bewehrung muss vorhanden sein zum Schutz der Bewehrung gegen Korrosion, um die Verbundkräfte sicher übertragen zu können und um einen angemessenen Brandschutz sicherzustellen.

Zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes sind in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen für die Betondeckung der Bewehrung die Mindestmaße nach folgender Formel einzuhalten:

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{\min, b} \\ c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}, \gamma} - \Delta c_{\text{dur}, \text{st}} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (124)$$

Hierin sind

- $c_{\min, b}$ Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung. Weitere Angaben hierzu werden in den Abschnitten 9.4.3 und 9.4.4 gemacht.
- $c_{\min, \text{dur}}$ Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung (Tabellen 9 und 10)
- $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ additives Sicherheitselement, $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ ist in Tabelle 10 bereits integriert
- $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls (aus allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung)

Tabelle 10. Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}}$: Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Spannstahl in [mm] (DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 4.5DE)

Expositionsklasse				
(X0)	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3
(10)	20	30	35	50 ^{a)}

^{a)} inklusive additivem Sicherheitselement $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$

Tabelle 11. Mindestbetondeckung $c_{\min,b}$ für Hüllrohre bei nachträglichem Verbund

	Bezogene Mindestbetondeckung $c_{\min,b}/\phi$	
	mit Querbewehrung innerhalb der Betondeckung	ohne Querbewehrung innerhalb der Betondeckung
Rundes Hüllrohr	$0,5 \leq 80 \text{ mm}$	$1,0 \leq 80 \text{ mm}$
Flaches Hüllrohr	$\geq \min \{a; b/3\}$	$\geq \min \{a; b/3\}$

mit $a \leq b$

9.4.3 Vorspannung mit nachträglichem Verbund bzw. ohne Verbund

9.4.3.1 Betondeckung

Für Hüllrohre von Spanngliedern im nachträglichen Verbund gilt für $c_{\min,b}$:

- runde Hüllrohre
 $c_{\min,b} = \phi_{\text{duct}} \leq 80 \text{ mm}$
- rechteckige Hüllrohre $a \cdot b$ ($a \leq b$)
 $c_{\min,b} = \max \{a; 0,5 \cdot b\} \leq 80 \text{ mm}$

Abweichend von den Regelungen in DIN EN 1992-1-1 für Hüllrohre von Spanngliedern im nachträglichen Verbund ist in Tabelle 11 ein Vorschlag dargestellt, der eine Querbewehrung innerhalb der Betondeckung berücksichtigt. Hierbei wurde auch eine Modifizierung der Mindestbetondeckung bei flachen Hüllrohren vorgenommen.

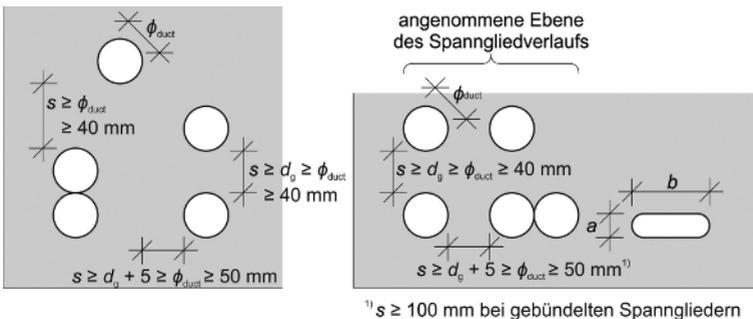
9.4.3.2 Spanngliedanordnung

Der lichte Abstand zwischen den Hüllrohren bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund soll nach DIN EN 1992-1-1 die in Bild 61a dargestellten Werte nicht unterschreiten. Der in Bild 61b dargestellte Vorschlag für die lichten Mindestabstände von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund wurde um flache Hüllrohre erweitert und verzichtet auf die vertikal übereinander liegende Anordnung von Hüllrohren. Außerhalb des Verankerungsbereichs können zwei Hüllrohre oder bis zu vier Monolitzen nebeneinander gebündelt werden.

Bei Vorspannung ohne Verbund werden die erforderlichen Abstände von extern geführten Spanngliedern durch die Austauschbarkeit und Inspezierbarkeit bestimmt. Bei intern geführten Spanngliedern ohne Verbund gelten dieselben Abstände wie bei den Spanngliedern mit nachträglichem Verbund.

Die Mindestradien des Spanngliedverlaufs und die minimale gerade Länge von Spanngliedern hinter der Verankerung sollen in Abhängigkeit vom Hüllrohrtyp den Vorgaben der Zulassung des jeweiligen Vorspannsystems entsprechen. Angaben hierzu sind in DIN EN 1992-1-1 nicht enthalten. In Anlehnung an Model Code 2010 [61] und EAD-160004 [36] sollten die nachfolgend beschriebenen Mindestanforderungen jedoch nicht unterschritten werden.

Für interne Spannglieder mit gewelltem Hüllrohr sollte der Mindestradius so gewählt werden, dass die Auflagerpressung auf dem nicht umschürnten Beton an der Innenseite der Spannglieder zum Zeitpunkt des Vorspannens mit der Spanngliedspannung σ_{pd} nicht größer ist als der Bemessungswert der Betonfestigkeit $f_{cd}(t)$. In der Regel wird diese



d_g Durchmesser Größtkorn

a)

b)

Bild 61. Lichter Mindestabstand für Spannglieder mit nachträglichem Verbund; a) nach DIN EN 1992-1-1, Bild 8.15, b) alternativer Vorschlag

Bedingung erfüllt, wenn der Mindestradius auf folgenden Wert begrenzt wird:

$$R_{\min} = 1,35 \cdot (\sigma_{pd}/f_{cd}) \cdot \sqrt{A_p} \quad (125)$$

mit $f_{cd} \leq 20 \text{ N/mm}^2$

Bei glattem Hüllrohr und umschnürtem Beton an der Innenseite der Spannlieder können geringere Werte für R_{\min} zulässig sein. Für interne Spannlieder können als unterer Grenzwert aufgrund von Restriktionen beim Einbau $R_{\min} = 2,0 \text{ m}$ für 0,5"-Litzen und $R_{\min} = 2,5 \text{ m}$ für 0,6"-Litzen verwendet werden.

Des Weiteren sollte der Mindestradius des Spannliedverlaufs so gewählt werden, dass die Umlenkpressung am kritischen Spannlied aufgrund der Spannliedspannung σ_{pd} auf der Innenseite nicht die zentrische Zugfestigkeit des Spannlieds verringert. Diese Bedingung ist eingehalten, wenn für den Mindestradius gilt:

$$R_{\min} = 1,0 \cdot (\sigma_{pd}/p_{R,\max}) \cdot \sqrt{A_p} \quad (126)$$

Hierbei ist $p_{R,\max}$ die maximale Querpressung des Spannstahls, die eine Verringerung der Zugfestigkeit des Spannstahls ausschließt. Für $p_{R,\max}$ können folgende Werte angesetzt werden:

- $p_{R,\max} = 32 \text{ N/mm}^2$
für externe Spannlieder mit glattem Hüllrohr in umschnürtem Beton,
- $p_{R,\max} = 65 \text{ N/mm}^2$
für interne Spannlieder mit Schlaufen in U-Form und gewelltem oder glattem Hüllrohr.

Für externe Spannlieder soll als unterer Grenzwert aufgrund von Einbaubestimmungen $R_{\min} = 2,0 \text{ m}$ angesetzt werden. Bei U-förmigen Schlaufen wird als unterer Grenzwert $R_{\min} = 0,6 \text{ m}$ vorgeschlagen. Des Weiteren sollte bei U-förmigen Schlaufen die Mindestbetondeckung der Spannlieder in der Schlaufe mindestens dem Hüllrohrdurchmesser entsprechen, Spaltzugbewehrung quer zur Ebene der Schlaufe für die Umlenkkräfte innerhalb der Schlaufe angeordnet werden sowie mindestens die Hälfte der Umlenkkräfte in Schlaufenebene mit Bewehrung im Beton außerhalb der Schlaufe rückverankert werden.

9.4.3.3 Spannkrafteinleitung

Die Vorspannkraft wird am Ende des Spannlieds in den Betonquerschnitt übergeleitet. Dazu sind bei Spannverfahren – mit Ausnahme des sofortigen Verbunds – besondere Ankerkörper erforderlich. Die Spannkraft durchläuft nach Bild 62 drei Bereiche:

- a) die Verbindungszone zwischen Spannstahl und Ankerkörper,
- b) den Übergangsbereich zwischen Ankerkörpern und Beton,

- c) den Eintragungsbereich von der Länge l_{disp} , an dessen Ende erst ein geradliniger Spannungsverlauf vorliegt.

Für jeden dieser Bereiche a bis c muss eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen vorhanden sein.

Die Überprüfung ausreichender Sicherheit für Bereich a (Ankerkörper–Spannstahl) und b (Ankerkörper–Beton) erfolgt in den Eignungsprüfungen für die Zulassung von Spannverfahren. Die Versuche werden unter statischer und dynamischer Belastung gemäß ETAG 013 [35] bzw. EAD-160004 [36] durchgeführt.

Der Nachweis im Eintragungsbereich c berücksichtigt, dass eine geradlinige Verteilung der Betonspannungen infolge Vorspannung in Spannbetonbauteilen erst in einem bestimmten Abstand von der Verankerungsstelle vorausgesetzt werden kann. Innerhalb der Eintragungslänge werden die konzentriert eingeleiteten Vorspannkraft gleichmäßig auf den Beton verteilt. Die hieraus resultierenden räumlichen Querkraftverläufe müssen durch Bewehrung abgedeckt werden.

In Bild 63 sind der Verlauf der Druck- und Zugtrajektorien sowie die zugehörigen Betonzugspannungen, die durch eine Vorspannkraft P und die Auflagerkraft A erzeugt werden und durch Bewehrung aufzunehmen sind, im Auflagerbereich eines Spannbetonträgers dargestellt. Im Allgemeinen bewirken Auflagerkräfte im Eintragungsbereich der Vorspannung eine Abminderung der Spaltzugspannungen. Zur Vereinfachung der Stabwerkmodelle für die Ermittlung der erforderlichen Spaltzugbewehrung darf die Wirkung der Auflagerkräfte auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

Der unmittelbar hinter der Verankerungskonstruktion liegende Bereich von Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund oder ohne Verbund ist nach den Regeln für konzentrierte Einzellasten zu bemessen. Die infolge der Einleitung der Vorspannung entstehenden Spaltzugkräfte können entweder mit einem Stabwerkmodell oder aus einer Berechnung der Hauptzugtrajektorien ermittelt werden. Hinweise hierzu sind in DAfStb Heft 240 [10] gegeben.

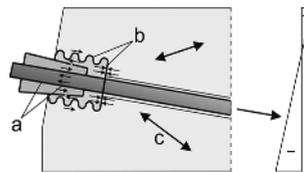


Bild 62. Überleitung der Spannkraft vom Stahl auf den Beton bei Verwendung von Ankerkörpern

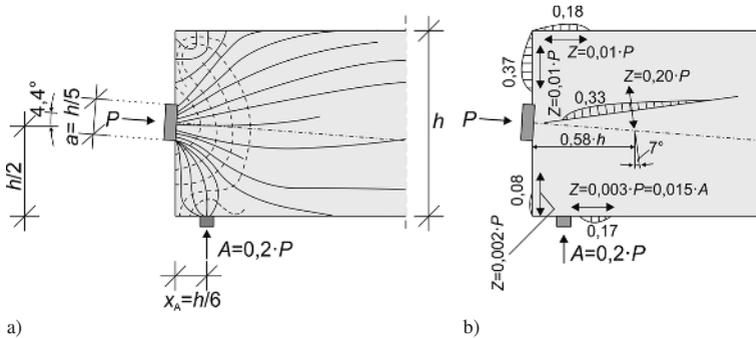


Bild 63. Auflagerbereich Spannbetonträger; a) Verlauf der Spannungstrajektorien (--- Zug, — Druck), b) Verteilung der Zugspannungen und resultierende Zugkräfte

Die Verankerungen sowie der direkte Bereich um und hinter den Verankerungen müssen zudem der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für das verwendete Spannverfahren entsprechen. Die in der Zulassung angegebene Spaltzug- und Zusatzbewehrung ist zusätzlich zur ermittelten Spaltzugbewehrung einzulegen.

Der Nachweis der Spannkrafteinleitung ist unter Ansatz des Bemessungswerts der Spanngliedkraft ($P_k = A_p \cdot f_{pk}$) zu führen. Die Bewehrung ist dabei unter der Annahme durchzubilden, dass sie mit dem Bemessungswert ihrer Festigkeit beansprucht wird. Wenn die Spannung in dieser Bewehrung auf 300 N/mm^2 begrenzt wird, ist ein Nachweis der Rissbreite nicht erforderlich.

Neben genaueren Berechnungsmethoden genügt oft eine einfache Abschätzung der ungefähren Lage und Größe der Spaltzugkräfte (Beispiel dazu in Bild 64).

Bei einer Ermittlung der Spaltzugkräfte mithilfe eines Stabwerkmodells sind folgende Regeln zur baulichen Durchbildung zu beachten:

- Die Bewehrung zur Abdeckung der Zugstrebenkräfte sollte entsprechend der Verteilung der Zugspannungen angeordnet werden. In der Regel ist sie über einen Bereich zu verteilen, der näherungsweise der größten Querschnittsabmessung entspricht.
- Es sollten geschlossene Bügel verwendet werden.
- Die Verankerungsbewehrung sollte vorzugsweise als ein räumliches, rechtwinkliges Bewehrungssystem ausgebildet werden.

Sind im Verankerungsbereich mehrere Spannglieder angeordnet, können die Spaltzugkräfte näherungsweise mit einem Stabwerkmodell nach Bild 65 abgeschätzt werden.

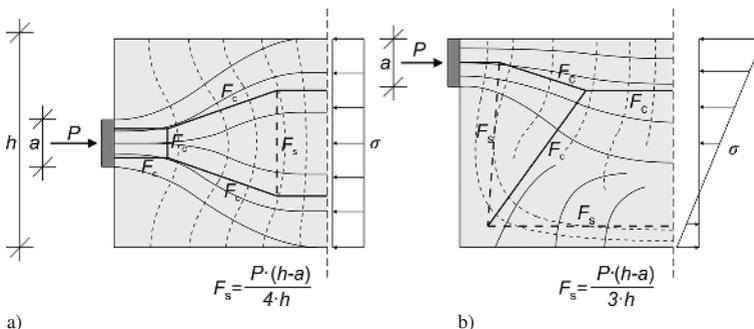


Bild 64. Berechnung der Spaltzugkräfte nach [67]; a) Kraftfluss bei Lage der Ankerplatte in Querschnittsmitte, b) Kraftfluss bei Lage der Ankerplatte am Querschnittsrand

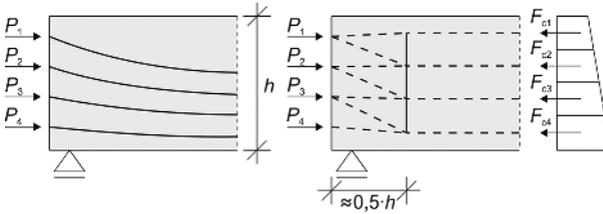


Bild 65. Stabwerkmodell zur Berechnung der Spaltzugkräfte bei Verankerung von mehreren Spanngliedern (— Zugstreben, --- Druckstreben)

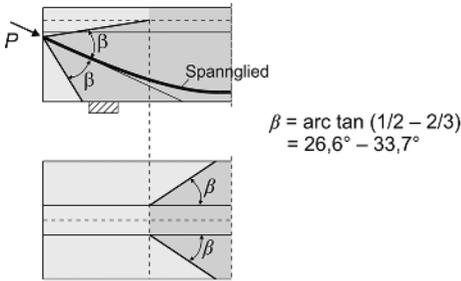


Bild 66. Krafftfluss bei Eintragung der Vorspannkraft am gegliederten Querschnitt

Bei gegliederten Querschnitten mit im Steg verankerten Spanngliedern (Bild 66) erfolgt die Lastausbreitung zunächst im Stegbereich. Erreicht die Druckstrebe den Flansch, findet eine weitere Lastausbreitung statt, die Querspannungen in der Flanschebene erzeugt. Abweichend von EN 1992-1-1 kann für die Wahl des Ausbreitwinkels β ein Winkel zwischen $26,6^\circ$ und $33,7^\circ$ empfohlen werden (DIN EN 1992-1-1: $\beta = 33,7^\circ$).

Werden bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund Gruppen von Spanngliedern in bestimmten Abständen voneinander verlegt, sollten am Ende der Spannglieder Bügel zur Aufnahme der Spaltzugkräfte angeordnet werden. In jedem Teil des Verankerungsbereichs sollte der Bewehrungsgrad auf jeder Seite der Spanngliedgruppe mindestens $0,15\%$ in beiden Querrichtungen betragen.

9.4.3.4 Spanngliedkopplungen

Spanngliedkopplungen müssen den Angaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Vorspannsystems entsprechen. Im Bereich von Kopplungen ist die Annahme einer linearen Spannungsverteilung im Allgemeinen nicht gültig. Besondere Nachweise sind für Spanngliedkopplungen an Arbeitsfugen erforderlich, da an diesen Nahtstellen zwischen altem und neuem Beton herstellungs- und verfahrensbedingte Schwachstellen vorhanden sind.

Die Kopplungen müssen unter Berücksichtigung von möglichen durch sie hervorgerufenen Störungen so angeordnet werden, dass die Tragfähigkeit des Bauteils nicht beeinträchtigt wird und dass Zwischenverankerungen im Bauzustand ordnungsgemäß vorgenommen werden können. In der Regel sind Kopplungen in Bereichen außerhalb von Zwischenauflagern anzuordnen. Bei Vorliegen von mindestens drei Spanngliedern sollte die Kopplungen von mehr als $2/3$ der Spannglieder in einem Querschnitt vermieden werden. Nach DIN EN 1992-1-1, 8.10.4 (5) wird sogar empfohlen nur 50% der Spannglieder in einem Querschnitt zu koppeln. Mindestens 25% der Spanngliedkraft sollten mit Betonstahlbewehrung in den Bereich hinter der Zwischenverankerung rückverankert werden. Druckkräfte, die im Bauteilquerschnitt hinter der Zwischenverankerung wirken, können zur Reduzierung der erforderlichen Bewehrung herangezogen werden.

9.4.4 Vorspannung mit sofortigem Verbund

9.4.4.1 Betondeckung

Die erforderliche Betondeckung hängt neben der Betonfestigkeit vom Verbundverhalten der Spannstähle ab, da sich die Beanspruchung der Betondeckung (Ringzugspannungen) aus den Sprengkräften ergibt, die mit den Verbundkräften korrespondieren. Die Verbundkräfte beeinflussen neben den Sprengkräften auch die Übertragungslänge der Vorspannung im Einleitungsbereich.

Bei Litzen und profilierten Drähten im sofortigen Verbund gilt für $c_{\min,b}$ bei Ansatz der Verbundspannungen nach DIN EN 1992-1-1/NA:

$$c_{\min,b} = 2,5 \cdot \phi_p$$

Falls der lichte Mindestabstand mit $s = 2 \cdot \phi_p$ gewählt wird, sollte nach [8, 82] die Mindestbetondeckung auf $c_{\min,b} = 3,0 \cdot \phi_p$ vergrößert werden. Bei einer Betondeckung von $c_{\min,b} = 2,5 \cdot \phi_p$ sollte der lichte Mindestabstand auf $s \geq 2,5 \cdot \phi_p$ erhöht werden. Bei Gruppenverankerung kann es erforderlich sein, die Mindestbetondeckung noch weiter zu vergrößern [8]. Hierauf aufbauend werden in [47] die in Tabelle 12 angegebenen Werte für Litzen und profilierte Drähte empfohlen.

Tabelle 12. Mindestbetondeckung $c_{\min,b}$ nach [47]

Lichter Mindestabstand s	Bezogene Mindestbetondeckung $c_{\min,b}/\phi$	
	Litzen	Profilierte Drähte
$s = 2 \cdot \phi$	3,0	4,5
$s \geq 2,5 \cdot \phi$	2,5	4,0

Weiterhin sind die Mindestbetondeckungen der entsprechenden technischen Zulassungen zu beachten.

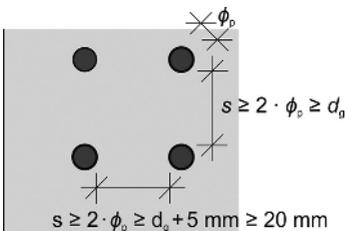
Es sei angemerkt, dass die Mindestbetondeckung zur Sicherstellung des Verbunds ($c_{\min,b}$) bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in der Praxis normalerweise nicht maßgebend für die Bemessung ist, da i. d. R. durch das Dauerhaftigkeitskriterium ($c_{\min,dur}$) und die Querkraftbewehrung sowie durch die Brandschutzanforderungen eine größere Betondeckung für die Spannstähle vorhanden ist, als für das Verbundkriterium erforderlich wird. Bei Sonderanwendungen, wie z. B. Bahnschwellen, können aufgrund besonderer Dauerhaftigkeitsregeln allerdings die Verbundkriterien maßgebend werden.

9.4.4.2 Spanngliederanordnung

Für Spannglieder mit sofortigem Verbund sind keine glatten Drähte erlaubt. Die Mindestabstände der Spannglieder untereinander ergeben sich aus Bild 67.

Spannglieder aus gezogenen Drähten oder Litzen dürfen nach dem Spannen umgelenkt werden bzw. im umgelenkten Zustand vorgespannt werden, wenn Folgendes sichergestellt ist:

- $\frac{\text{Biegeradius}}{\text{Spannglieddurchmesser } \phi} \geq 15$
- Die Spannglieder bewegen sich im Bereich der Krümmung nicht.



d_g Durchmesser Größtkorn

Bild 67. Lichter Mindestabstand für Spannglieder mit sofortigem Verbund

Im Verankerungsbereich ist eine enge Querbewehrung erforderlich, um die aus den Verankerungskräften hervorgerufenen Spaltzugkräfte aufzunehmen. Auf die Anordnung darf in einfachen Fällen (z. B. Spannbetonhohlplatten) verzichtet werden, wenn die Spaltzugspannung den Wert $f_{ct,0,05}/\gamma_c$ nicht überschreitet.

9.4.4.3 Nachweis der Spannkrafteinleitung

Die Verankerungslängen von Spanngliedern im sofortigen Verbund müssen so bemessen sein, dass der maximale Bemessungswert der Spanngliedkraft aufgenommen werden kann, wobei die Auswirkungen wiederholter schneller Einwirkungswechsel zu berücksichtigen sind. Dabei ist zu unterscheiden zwischen

- der Übertragungslänge l_{pt} , über welche die Spannkraft (P_0) des Spannglieds mit sofortigem Verbund auf den Beton übertragen wird,
- der Eintragungslänge l_{disp} , innerhalb derer die Betonspannung allmählich in eine lineare Verteilung über den Betonquerschnitt übergeht und
- der Verankerungslänge l_{bpd} , innerhalb derer die maximale Spanngliedkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig verankert ist.
- Die Differenz zwischen Verankerungslänge und Übertragungslänge wird in diesem Beitrag als Rissverankerungslänge $l_{\Delta\sigma}$ bezeichnet.

Der Nachweis der Spannkrafteinleitung entspricht prinzipiell einem Nachweis der Zugkraftdeckung im Endverankerungsbereich im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der einzuleitenden Spannkraft. Dabei ist von Bedeutung, ob im Bereich der Übertragungslänge l_{pt} oder der Rissverankerungslänge $l_{\Delta\sigma}$ eine Biegerissbildung auftritt. Von einer Rissbildung ist auszugehen, wenn die Betonzugspannung im Verankerungsbereich den Wert $f_{ctk,0,05}$ überschreitet.

Übertragungslänge l_{pt}

Bei Annahme einer konstanten Verbundspannung f_{bpt} gilt für die Übertragungslänge l_{pt} unter Voraussetzung eines ungerissenen Verankerungsbereichs:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad (127)$$

Hierin sind

- $\alpha_1 = 1,00$ bei stufenweisem Eintragen der Vorspannung
- $= 1,25$ bei schlagartigem Eintragen der Vorspannung
- $\alpha_2 = 0,25$ für Spannstahl mit runden Querschnitten
- $= 0,19$ für Litzen mit 3 und 7 Drähten

ϕ	<p>Neendurchmesser der Litze oder des Drahts</p> <p>$= 0,20$ für Zement der Klasse R und hochfeste Betone</p>
σ_{pm0}	<p>Spannung im Spannstahl direkt nach dem Absetzen der Spannkraft</p> <p>$= 0,25$ für Zement der Klasse N</p> <p>$= 0,38$ für Zement der Klasse S</p>
f_{bpt}	<p>Verbundspannung in der Übertragungslänge</p> <p>$= \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$</p> <p>$= \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t)/\gamma_c$</p>
t	<p>Alter des Betons zum Zeitpunkt des Ablassens in Tagen</p>
α	<p>$= 1,0$ da $t < 28$ Tag</p>
η_1	<p>$= 1,0$ für gute Verbundbedingungen</p> <p>$= 0,7$ für andere Verbundbedingungen, wenn kein höherer Wert durch Maßnahmen in der Bauausführung gerechtfertigt werden kann</p>
f_{ctm}	<p>Bemessungswerte der Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 Tabelle 3.1</p> <p>Untersuchungen in [47] haben gezeigt, dass sich die Verbundmechanismen sowie die Verbundspannung von Litzen und profilierten Spanndrähten unterscheiden. Es wird daher empfohlen, die in DIN EN 1992-1-1 angegebenen Werte ($\eta_{p1} = 3,2$ für Litzen und $\eta_{p1} = 2,7$ für profilierte Drähte) anstelle des Wertes gemäß DIN EN 1991-1-1/NA ($\eta_{p1} = 2,85$) anzusetzen.</p> <p>Die Verbundspannung f_{bpt} gilt gemäß DIN EN 1992-1-1/NA nur für übliche Litzen (nicht verdichtet) mit einer Querschnittsfläche $A_p \leq 100 \text{ mm}^2$ und profilierte Drähte mit einem Durchmesser $\phi \leq 8 \text{ mm}$. Die Untersuchungen in [47] haben gezeigt, dass die Einschränkung auf profilierte Drähte mit $\phi \leq 8 \text{ mm}$ nicht gerechtfertigt ist.</p> <p>In Tabelle 13 sind die Werte gemäß DIN EN 1992-1-1/NA angegeben.</p>
η_{p1}	<p>$= 2,85$</p>
$f_{ctm}(t)$	<p>Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des Absetzens der Spannkraft. Dabei kann die zeitabhängige Entwicklung der Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 3.1.2 (9) wie folgt berücksichtigt werden:</p>
	$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (128)$
mit	
	$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \leq 1,0 \quad (129)$
s	<p>Beiwert abhängig vom Zementtyp</p>

Tabelle 13. Verbundspannung f_{bpt} in der Übertragungslänge von Litzen und Drähten

Betonfestigkeit bei der Spannkraftübertragung (Zylinderdruckfestigkeit) f_{ck}	Verbundspannung f_{bpt} [N/mm ²]*	
	gute Verbundbedingungen	mäßige Verbundbedingungen
20	2,5	1,7
25	2,9	2,0
30	3,3	2,3
35	3,6	2,5
40	4,0	2,8
45	4,3	3,0
50	4,6	3,2
55	4,8	3,3
60	4,9	3,4
70	5,2	3,6
80	5,5	3,8
90	5,7	4,0
100	5,9	4,1

* Berechnungsannahmen: $\gamma_c = 1,5$, $\eta_{p1} = 2,85$, Belastungszeitpunkt $t = 28$ Tage

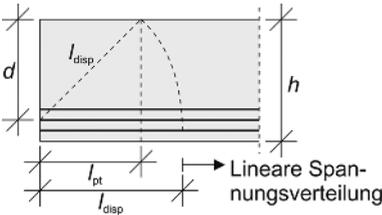


Bild 68. Übertragung der Vorspannung bei Bauteilen aus Spannbeton nach DIN EN 1992-1-1, Bild 8.16

Die angegebenen Verbundspannungen gelten nur innerhalb der Übertragungslänge und erfordern ungerissenen Beton. Außerhalb der Übertragungslänge oder bei Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge sind die Werte abzumindern. Es wird davon ausgegangen, dass die auf den Beton übertragene Vorspannkraft innerhalb der Übertragungslänge l_{pt} linear vom Bauteilende her zunimmt. Wird abweichend davon ein parabolischer Verlauf angenommen, ist die Übertragungslänge l_{pt} um 25% zu vergrößern [8]. Der Bemessungswert der Übertragungslänge l_{pt} ist ungünstig mit $l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$ oder $l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt}$ anzunehmen.

Eintragungslänge l_{disp}

Für die Spannungsermittlung im Verankerungsbereich darf angenommen werden, dass die Betonspannungen am Ende der Eintragungslänge l_{disp} linear verteilt sind. Für rechteckige Querschnitte und gerade Spannglieder nahe der Unterseite des Querschnitts darf die Eintragungslänge entsprechend Bild 68 zu

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \tag{130}$$

festgelegt werden.

Bei anderen Querschnittsformen sind die Eintragungslänge und die jeweilige örtliche Spannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie zu bestimmen.

Nachweis der Endverankerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

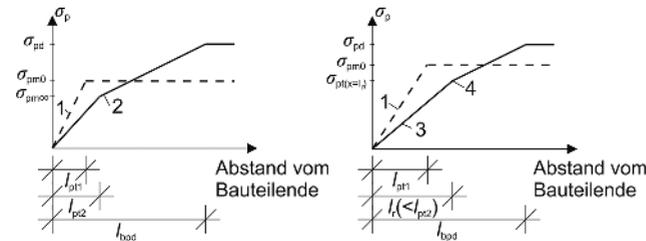
Die Verankerung der Vorspannung wird in biegebeanspruchten Bauteilen maßgeblich durch die Rissbildung bestimmt. Aus diesem Grund hängt die Verankerungslänge l_{bpd} davon ab, ob im Verankerungsbereich im Grenzzustand der Tragfähigkeit Biege- und/oder Schubrisse auftreten. Längsrisse sind im Verankerungsbereich aufgrund der unkontrollierten Verlängerung der Verankerungslänge grundsätzlich zu verhindern. Die Verankerungslänge l_{bpd} wird nach Bild 69 vom Balkenende bis zum Höchstwert der vorhandenen Spannstahlspannung σ_{pd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert.

Zur Bestimmung der Verankerungslänge l_{bpd} sind außerhalb der Übertragungslänge l_{pt} bzw. nach dem ersten Riss ($x \geq l_r$) die Werte der Verbundspannungen f_{bpt} auf den Wert f_{bpd} abzumindern:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \tag{131}$$

mit

- η_{p2} Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und den Verbundbedingungen bei der Verankerung:
= 1,4 für profilierte Drähte und Litzen mit 7 Drähten
- η_1 Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen (vgl. l_{pt})
- f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
= $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$
- $f_{ctk;0,05}$ 5%-Quantilwert der charakteristischen Betonzugfestigkeit
- α_{ct} = 0,85



a) Übertragungslänge, ungerissen

b) Übertragungslänge, gerissen

- 1 Verlauf beim Absetzen der Spannkraft
- 2 Verlauf im GZT ohne Rissbildung in der Übertragung
- 3 Verlauf im GZT mit Rissbildung in der Übertragungslänge
- 4 Stelle des ersten Biegerisses

Bild 69. Spannungen im Verankerungsbereich von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im sofortigen Verbund nach DIN EN 1992-1-1/NA, Bild 8.17DE

Für den Zusammenhang der Verbundspannung in der Verankerungslänge und der Verbundspannungen in der Rissverankerungslänge kann folgende Beziehung entwickelt werden:

$$f_{bpd} \approx f_{bpt}(t = 28d) \cdot \frac{\eta_{p2}}{\eta_{p1}}$$

$$= f_{bpt} \cdot \frac{1,40}{2,85} \approx f_{bpt} \cdot 0,5 \quad (132)$$

Bei Ansatz der Ergebnisse von [47] sollte abweichend von DIN EN 1992-1-1/NA für Litzen $\eta_{p2} = 1,6$ und für profilierte Drähte $\eta_{p2} = 1,4$ angesetzt werden.

Für den Nachweis der Verankerung sind in DIN EN 1992-1-1/NA drei Fälle zu unterscheiden:

- Fall a: Keine Rissbildung in der Verankerungslänge l_{bpd}
- Fall b: Rissbildung im Rissverankerungsbereich $l_{\Delta\sigma}$
- Fall c: Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge l_{pt}

Die Verankerungslänge l_{bpd} ergibt sich je nach Rissbildung zu:

- bei Rissbildung außerhalb l_{pt} (Fall a bzw. b):

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bpd}} \quad (133)$$

- bei Rissbildung innerhalb l_{pt} (Fall c):

$$l_{bpd} = l_r + \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x = l_r)}{f_{bpd}} \quad (134)$$

Die zugehörigen Spannungsverläufe im Verankerungsbereich sind in Bild 69 dargestellt. Ein Ablaufschema zum Nachweis der Verankerung für die unterschiedlichen Fälle ist in Bild 70 gegeben. Hierbei wird der Unterschied zwischen DIN EN 1992-1-1 und dem Nationalen Anhang für Deutschland (DIN EN 1992-1-1/NA) verdeutlicht.

Fall a: Keine Rissbildung im Verankerungsbereich

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Verankerung bei ungerissenem Verankerungsbereich l_{bpd} grundsätzlich sichergestellt (DIN EN 1992-1-1, 8.10.2.3). Der Verankerungsbereich gilt als ungerissen, wenn die Biegezugspannungen aus äußerer Last im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der maßgebenden 1,0-fachen Vorspannkraft kleiner als die Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$

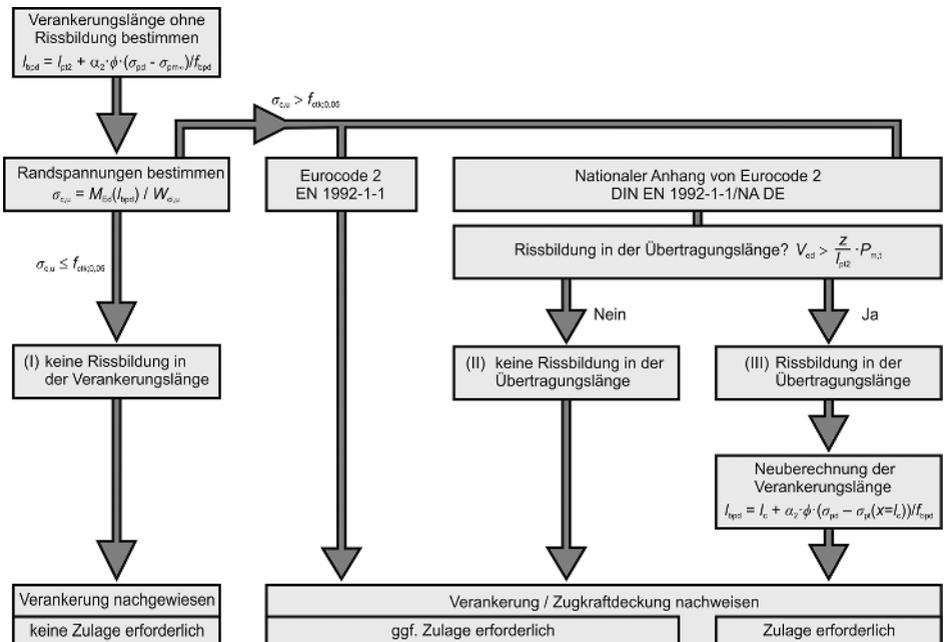


Bild 70. Ablaufschema zum Nachweis der Verankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

sind. In diesem Fall kann auf den Nachweis der Zugkraftdeckung verzichtet werden. Allerdings ist die Mindestbetondeckung einzuhalten.

Fall b: Keine Rissbildung in der Übertragungslänge, jedoch im Rissverankerungsbereich

Bild 71 stellt den Nachweis der Verankerung von Spannstahl ohne Rissbildung in der Übertragungslänge l_{pt2} dar. Überschreiten die Betonzugspannungen den Wert $f_{ctk;0,05}$, so ist ein Nachweis der Zugkraftdeckung durchzuführen. Dabei ist nachzuweisen, dass die vorhandene Zugkraftlinie die Deckungslinie aus der Zugkraft von Spannstahl und Betonstahl nicht überschreitet. Die Zugkraft des Spannstahls ist zu bestimmen. Kennzeichnend für diesen Fall ist, dass in der Zugkraftdeckungslinie die über Verbund eingeleitete Vorspannkraft P_{mt} schneller anwächst als die abzudeckende Zugkraft der M_{Ed}/z -Linie. Biegerisse können erst außerhalb der Übertragungslänge auftreten, wenn die Biege-

beanspruchung das Dekompressionsmoment der vollständig eingeleiteten Vorspannkraft einschließlich der Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ erreicht.

Übersteigt die zu verankernde Kraft die Vorspannkraft, tritt eine deutliche Verminderung der spannungsabhängigen Verbundkräfte ein, da außerhalb der Übertragungslänge der Hoyer-Effekt nicht mehr vorhanden ist. Die aufnehmbare Verankerungskraft mit den Verbundspannungen im Spannkrafteinleitungsbereich wird daher auf die eingeleitete Vorspannkraft P_{mt} abzüglich der zeitabhängigen Verluste begrenzt (Bild 71). Die anschließende Zugkraftdeckung ist mit geringeren Verbundspannungen nachzuweisen.

Nach Gl. (133) wird die Verankerungslänge l_{bpd} bestimmt, die zur Verankerung der Spannstahlkraft $(f_{p0,1k} / \gamma_s) \cdot A_p$ notwendig ist.

Die Maximalkraft der Spannbewehrung mit dem Wert $\sigma_p \cdot A_p \leq (f_{pk} / \gamma_s) \cdot A_p$ definiert, d. h. es kann die Nachverfestigung des Spannstahls oberhalb der 0,1%-Dehngrenze in Ansatz gebracht werden, wenn entsprechende Spannstahldehnungen rechnerisch erreicht werden.

Bei der Bestimmung der im Abstand x vom Bauteilende zu verankernden Kraft im Spannglied $F_{Ed}(x)$ liegt ab dem ersten Riss der Zustand II vor. Neben der Momentenbelastung ist das Versatzmaß nach der Fachwerkanalogie zu berücksichtigen. Es gilt:

$$F_{Ed}(x) = \frac{M_{Ed}(x)}{z} + 0,5 \cdot V_{Ed}(x) \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \tag{135}$$

Hierin sind

- $M_{Ed}(x)$ Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments an der Stelle x
- z innerer Hebelarm
- $V_{Ed}(x)$ Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft an der Stelle x
- x Entfernung von der Auflagermitte
- θ Winkel zwischen den Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse; für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gilt $\cot \theta = 3,0$
- α Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der Bauteilachse; für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gilt $\cot \alpha = 0$

Zwischen Auflager und dem ersten Riss bestimmt sich die Verbundbeanspruchung $F_{Ed}(x)$ nach Zustand I ausschließlich aus der Momentenbelastung:

$$F_{Ed}(x) = \frac{M_{Ed}(x)}{z} \tag{136}$$

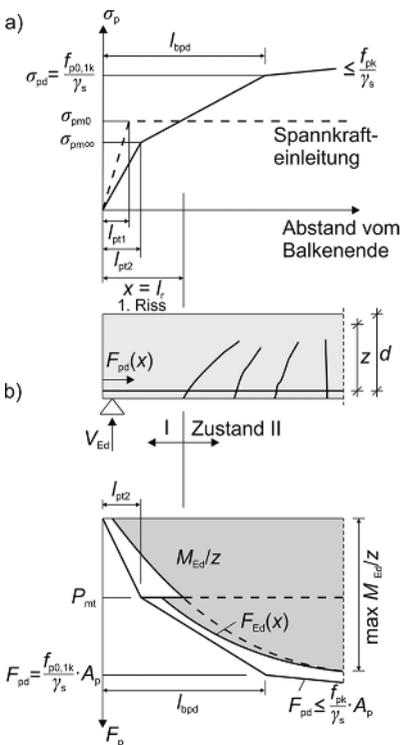


Bild 71. a) Spannstahlspannung, b) Zugkraftdeckungslinie mit Rissbildung in der Übertragungslänge im Grenzzustand der Tragfähigkeit [8]

Der Nachweis der Verankerungskraft F_{pd} erfolgt mit dem bilinearen Zuwachs der Spannstahlspannung auf der Länge x nach Bild 71a.

Bei ungerissener Übertragungslänge ist der Nachweis der Endverankerung erfüllt, wenn entsprechend Bild 71b die Zugkraft F_{Ed} aus äußerer Beanspruchung an jeder Stelle kleiner als die Zugkraft F_{pd} aus der aufnehmbaren Spannstahlspannung σ_{pd} nach Bild 71a ist. In diesem Fall ist auch bei kurzen Auflagertiefen keine zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich. Die Auflagertiefe ergibt sich dann allein aus konstruktiven Anforderungen und den zulässigen Auflagerpressungen.

Der Anteil der Auflagerkraft V_{Ed} , der ohne rechnerischen Auflagerüberstand, d. h. im ungerissenen Bereich vor der Auflagervorderkante verankert werden kann, sollte auf die vorhandene Vorspannkraft $P_{mt} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$ begrenzt werden. Bei Biegetraggliedern ergibt sich die aufzunehmende Verbundbeanspruchung aus der Änderung der Zuggurkraft. Es ist daher für eine ungerissene Übertragungslänge nachzuweisen, dass die vorhandene Verbundbeanspruchung V_{Ed}/z kleiner als die aufnehmbare Verbundbeanspruchung P_{mt}/l_{pt2} ist. Damit bestimmt sich die zulässige Auflagerkraft V_{Ed} zu:

$$V_{Ed} \leq \frac{z}{l_{pt2}} \cdot P_{m\infty} \quad (137)$$

Demnach ist die Spannbewehrung ohne rechnerischen Überstand der Bewehrung am Endauflager ausreichend, wenn Gl. (137) erfüllt ist und zusätzlich die Zugkraftdeckung eingehalten wird.

Fall c: Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge

Tritt die Rissbildung bereits innerhalb der Übertragungslänge l_{pt1} auf, werden die zulässigen Verbundbeanspruchungen der Spannstahlbewehrung überschritten, da die abzudeckende Zugkraft aus der M_{Ed}/z -Linie schneller anwächst als die eingeleitete Vorspannkraft (Bild 72b).

Für $V_{Ed} > \frac{z}{l_{pt2}} \cdot P_{mt}$ ist bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit mit Rissen in der Übertragungslänge auszugehen. Die aufnehmbare Verankerungskraft der Spannbewehrung errechnet sich dann zu:

$$F_{pd}(x) \leq \frac{x}{l_{pt2}} \cdot P_{mt} \quad (138)$$

Ab der Stelle $x = l_r$ mit dem ersten Biegeriss reduzieren sich die aufnehmbaren Verbundspannungen mit dem Faktor η_{p2}/η_{p1} . Die abzudeckende Zugkraft $F_{Ed}(x)$ berechnet sich im Abstand x aus der um das Versatzmaß verschobenen M_{Ed}/z -Linie mit Gl. (135).

Die über die Spannstahlkraft $F_{pd}(x)$ hinausgehende Zugkraft $F_{sd}(x)$ ist durch eine zusätzliche Betonstahlbewehrung zu verankern, wenn nicht die Aufla-

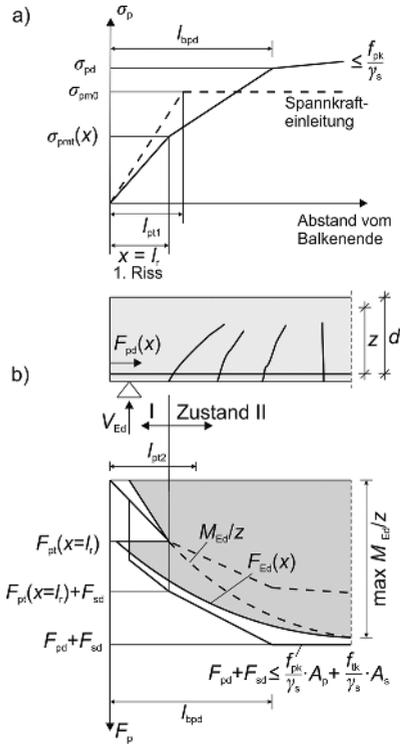


Bild 72. a) Spannstahlspannung, b) Zugkraftdeckungslinie mit Rissbildung in der Übertragungslänge im Grenzzustand der Tragfähigkeit [8]

gertiefe oder die Vorspannung vergrößert werden. Es ist nachzuweisen, dass

$$F_{Ed}(x) \leq F_{pd}(x) + F_{sd}(x) \quad (139)$$

eingehalten wird.

Zyklische Beanspruchung

Um ein Verbundversagen auszuschließen, darf nach DIN EN 1992-1-1/NA bei zyklischer Beanspruchung der rechnerische Erstriss frühestens 20 cm hinter dem Ende der Verankerungslänge l_{bpd} auftreten. Zudem müssen die Werte der Verbundspannungen zur Berechnung der Übertragungslänge und der Verankerungslänge begrenzt werden:

- $f_{bpt,zykl.} = 0,8 \cdot \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$
- $f_{bpd, zykl.} = 0,8 \cdot \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}$

Die Verankerungslänge muss immer frei von Rissen bleiben.

Ein alternativer Bemessungsansatz zur Berücksichtigung von zyklischer Beanspruchung wird von *Geßner* und *Hegger* in [46] vorgeschlagen. Demnach muss die modifizierte Verankerungslänge nach Gl. (140) rissfrei bleiben.

$$l_{\text{bpd}} = l_{\text{pt2}} + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{\text{pd}} - \sigma_{\text{pm}\infty}}{f_{\text{bpd}}} \quad (140)$$

mit $\alpha_3 = 1,5$

Dieser von DIN EN 1992-1-1/NA abweichende Ansatz wird auch in aktuellen Zulassungen für Spannstähle des DIBt verwendet. Dabei sind folgende Randbedingungen einzuhalten, durch welche die Rissfreiheit des Verankerungsbereiches sichergestellt wird:

- zyklische Oberlast $\sigma_{\text{c,zykl}} \leq 0,85 \cdot f_{\text{ctk},0,05}$
- maximale Betonspannung unter statischer Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (ohne Ansatz der Kombinationsbeiwerte ψ): $\sigma_{\text{c}} \leq f_{\text{ctk},0,05}$

Einfluss einer Wärmebehandlung

Bauteile mit Vorspannung mit sofortigem Verbund werden im Fertigteilwerk hergestellt. Um hierbei schnellere Produktionszyklen zu ermöglichen, kann nach dem Betonieren eine Wärmebehandlung durchgeführt werden. Hierdurch erhärtet der Beton schneller und ein früheres Ablassen der Vorspannkraft wird ermöglicht. Der Einfluss einer Wärmebehandlung auf die Bemessung kann über das Betonalter t gesteuert werden (vgl. Faktor $\beta_{\text{cc}}(t)$ in Abschnitt Übertragungslänge), indem dieses durch ein temperaturangepasstes Betonalter t_T ersetzt wird.

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \cdot \Delta t_i \quad (141)$$

Dabei sind

$T(\Delta t_i)$ Temperatur während des Zeitintervalls Δt_i (in °C)

Δt_i Anzahl der Tage, an denen die Temperatur T vorherrscht

Aufgrund der sichergestellten Qualitätskontrolle und Prüfung im Fertigteilwerk darf alternativ zu den Festigkeitswerten nach Norm der Wert der Betonzugfestigkeit für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aus einer statistischen Analyse von Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Die hiermit ermittelten Werte der Betonzugfestigkeit können zur Berücksichtigung einer Wärmebehandlung nach DIN EN 1992-1-1, 10.3.1.1 (3) mit folgender Gleichung modifiziert werden:

$$f_{\text{cm}}(t) = f_{\text{cmp}} + \frac{f_{\text{cm}} - f_{\text{cmp}}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (142)$$

mit

f_{cmp} mittlere Betondruckfestigkeit nach der Wärmebehandlung

Die Festigkeit wird durch Messungen an Proben im Alter t_p ($t_p < t$) bestimmt. Die Proben müssen hierbei der gleichen Wärmebehandlung wie das Fertigteil unterzogen werden.

Die Verbundfestigkeit für den Nachweis der Endverankerung f_{bpd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit leitet sich von f_{ctd} ab, da die Belastung im Allgemeinen erst nach einigen Wochen erfolgt und der Beton seine Sollfestigkeit zu diesem Zeitpunkt bereits erreicht hat. Die Wärmebehandlung hat somit keinen Einfluss auf diesen Nachweis.

9.4.4.4 Nachweis der Spaltzugbewehrung

Im Verankerungsbereich von Spanngliedern mit sofortigem Verbund ist neben der Verankerungslänge der Spannglieder die Spaltzugbewehrung nachzuweisen. Zur Ermittlung können ähnliche Verfahren wie bei der Spannkrafteinleitung über Ankerkörper (vgl. Abschnitt 9.4.3.3) verwendet werden [67].

Bild 73 verdeutlicht die Ermittlung der Schubkraft bei Endverankerung durch Verbund für die vertikale Spaltzugbewehrung im Steg.

Die Summe der Schubkräfte T in einem gedachten Schnitt unmittelbar oberhalb der Hauptlage der Spannbewehrung ergibt sich zu:

$$T = F_p^u - A_c^u \cdot \sigma_{\text{cp}} \quad (143)$$

Dabei sind

A_c^u Betonquerschnitt unterhalb des gedachten Schnittes

F_p^u Spannkraft in den sich unterhalb des gedachten Schnittes befindenden Spanngliedern (Bemessung für die charakteristische Zugfestigkeit des Spannglieds $A_p \cdot f_{\text{pk}}$)

σ_{cp} mittlere Betonspannung infolge Vorspannung im Querschnitt

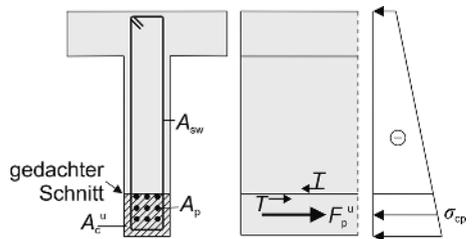
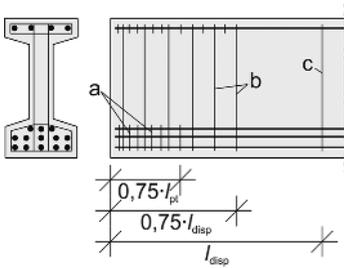


Bild 73. Bestimmung der Schubkraft T



- a) Spaltzugbewehrung im Gurt
 b) Spaltzugbewehrung im Steg
 c) Querkraftbewehrung

Bild 74. Empfohlene Spaltzugbewehrung im Eintragungsbereich von Spannbettträgern

Die vertikale Spaltzugkraft F_{sw} kann wie folgt ermittelt werden:

- bei einer annähernd mittig angreifenden Vorspannkraft:

$$F_{sw} = \frac{1}{2} \cdot T$$

- bei einem Lastangriff am Querschnittsrand:

$$F_{sw} = \frac{1}{3} \cdot T$$

Die Faktoren $1/2$ bzw. $1/3$ berücksichtigen den günstigen Einfluss der in Trägerlängsrichtung eingeleiteten Druckspannungen auf die Richtung der Druckdiagonalen. Der erforderliche Querschnitt A_{sw} ergibt sich aus der Spaltzugkraft F_{sw} :

$$A_{sw} = \frac{F_{sw}}{f_{ywk}} \quad (144)$$

Die ermittelte vertikale Spaltzugbewehrung kann auf der Länge $0,75 \cdot l_{disp}$ gleichmäßig verteilt werden. Der erforderliche Querschnitt A_{sw} der Spaltzugbewehrung in Gurten ergibt sich analog zum Vorgehen im Steg. Die so ermittelte horizontale Spaltzugbewehrung im Gurt kann auf der Länge $0,75 \cdot l_{pt}$ gleichmäßig angeordnet werden. Bild 74 zeigt die empfohlenen Verteilungsbereiche für einen gegliederten Querschnitt.

Querkraftbewehrung und Spaltzugbewehrung brauchen nicht addiert zu werden, der örtlich jeweils größere erforderliche Bewehrungsquerschnitt ist einzulegen.

9.4.5 Weitere Regelungen zur baulichen Durchbildung von vorgespannten Bauteilen

9.4.5.1 Mindestspanngliedanzahl in Einzelbauteilen

In DIN EN 1992-1-1 ist explizit keine Mindestanzahl von Spanngliedern gefordert. Es gilt jedoch allgemein, dass Spannbetonbauteile in der vorgeführten Zugzone eine Mindestanzahl an Spanngliedern enthalten müssen, um sicherzustellen, dass das Versagen einer bestimmten Anzahl der Spannglieder nicht zum Versagen des gesamten Bauteils führt. Die Anforderung gilt als erfüllt, wenn die in Tabelle 14 angegebene Mindestanzahl eingehalten wird. Wird wenigstens eine Litze mit mindestens sieben Drähten ($\Phi_{\text{Draht}} \geq 4,0 \text{ mm}$) vorgesehen, ist die Anforderung ebenfalls erfüllt.

9.4.5.2 Oberflächenbewehrung

Gemäß DIN EN 1992-1-1, NA.J.4 ist in Bauteilen mit Vorspannung eine Oberflächenbewehrung nach Tabelle 15 anzuordnen. Der dort angegebene Grundwert ρ ist nach Abschnitt 9.2.3.6 anzusetzen:

$$\rho = 0,16 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \quad (145)$$

Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund können Spannglieder, die im Bereich der zweifachen Betondeckung der Oberflächenbewehrung liegen, vollflächig auf die Oberflächenbewehrung angerechnet werden.

Allgemein darf die Oberflächenbewehrung in alle Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit auf die jeweils erforderliche Bewehrung angerechnet werden, soweit sie die Regeln für die Anordnung und Verankerung dieser Bewehrung erfüllt.

9.4.5.3 Querkraftbewehrung von Balken

Die Regelungen zu den größten Längsabständen $s_{l,max}$ und Querabständen $s_{t,max}$ der Bügel oder Querkraftzulagen entsprechen denen von Stahlbetonbauteilen in DIN EN 1992-1-1/NA, 9.2.2 sowie Tabelle NA.9.1 (für $s_{l,max}$) bzw. Tabelle NA.9.1 ($s_{t,max}$).

Tabelle 14. Mindestanzahl von Spanngliedern in der vorgeführten Zugzone von Einzelbauteilen

Art des Spannglieds	Mindestanzahl
Einzelstäbe und Drähte	3
Stäbe und Drähte, zusammengefasst als Litze oder Spannglied	7
Spannglied außer Litzen	3

Tabelle 15. Mindestoberflächenbewehrung für verschiedene Bereiche eines vorgespannten Bauteils

Bauteilbereich	Platten, Gurtplatten und breite Balken mit $b_w > h$ je m		Balken mit $b_w \leq h$ und Stege von Plattenbalken und Kastenträgern	
	Expositionsklassen			
	XC1 bis XC4	sonstige	XC1 bis XC4	sonstige
bei Balken an jeder Seitenfläche bei Platten mit $h \geq 1,0$ m an jedem Rand ^{a)}	$0,5 \cdot \rho \cdot h$ bzw. $0,5 \cdot \rho \cdot h_f$	$1,0 \cdot \rho \cdot h$ bzw. $1,0 \cdot \rho \cdot h_f$	$0,5 \cdot \rho \cdot b_w$ je m	$1,0 \cdot \rho \cdot b_w$ je m
in der Druckzone von Balken und Platten am äußeren Rand ^{b)} in der vorgedrückten Zugzone von Platten ^{a), b)}	$0,5 \cdot \rho \cdot h$ bzw. $0,5 \cdot \rho \cdot h_f$	$1,0 \cdot \rho \cdot h$ bzw. $1,0 \cdot \rho \cdot h_f$	–	$1,0 \cdot \rho \cdot h \cdot b_w$
in Druckgurten mit $h > 120$ mm (obere und untere Lage je für sich) ^{a)}	–	$1,0 \cdot \rho \cdot h_f$	–	–

^{a)} Eine Oberflächenbewehrung größer als $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Richtung ist nicht erforderlich.

^{b)} In Platten/Gurtplatten von Bauteilen der Expositionsklasse XC1 am äußeren Rand der Druckzone sowie in Fertigteileplatten mit $b < 1,20$ m in Querrichtung darf die Oberflächenbewehrung entfallen.

Es bedeuten:

h Höhe der Balken oder Dicke der Platte

h_f Dicke des Druck- oder Zuggurtes von profilierten Querschnitten

b_w Stegbreite des Balkens

10 Nachträgliche Verankerung von Spanngliedern an Bestandsbauwerken

10.1 Allgemeines

Im Zuge einer Instandsetzung und Verstärkung, bei der Veränderung eines bestehenden Tragsystems oder auch ganz allgemein beim Rückbau von vorgespannten Ingenieur- und Brückenbauwerken ergeben sich regelmäßige Situationen, die eine nachträgliche Spanngliedverankerung (temporär oder permanent) an Stellen erfordern, an denen planmäßig keine Verankerung vorgesehen war. Je nach Anwendungsfall kann es sich dabei entweder um die Verankerung von internen Spanngliedern (einbetonierte Litzen/Drähte/Stäbe mit sofortigem Verbund oder in Hüllrohren geführte Vorspannung mit nachträglichem Verbund) oder auch um externe Spannglieder handeln, wie beispielsweise häufig im Brückenbau zur Ergänzung von Vorspannung (im Regelfall in Brückenlängsrichtung).

In beiden Fällen ergeben sich aufgrund der konzentrierten Einleitung von Vorspannkraften (bei externer Vorspannung in umgelenkter Führung auch von Umlenkkraften) an hierfür nicht entsprechend vorbereiteten Stellen sowohl statische als auch konstruktive Fragestellungen, die nachfolgend im Detail diskutiert werden. Dabei widmet sich der Abschnitt 10.2 zunächst dem nachträglichen Einbau

von externen Spanngliedern, Abschnitt 10.3 diskutiert dann die temporäre oder permanente Verankerung von internen Spanngliedern (mit Verbund).

10.2 Verankerung externer Spannglieder

Insbesondere bei einer Instandsetzung oder Verstärkung von Massivbrücken kommt der nachträgliche Einbau von externer Vorspannung häufig zum Einsatz. Dabei kann durch eine solche Maßnahme gleichzeitig die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit verbessert und dadurch auch die mögliche Nutzungsdauer bestehender Bauwerke verlängert werden. Beispielsweise kann eine zusätzliche Vorspannung sowohl die Biege- und Querkrafttragfähigkeit verbessern und die Rissbildung allgemein reduzieren sowie zudem typische lokale Problemstellen wie z. B. Koppelfugen (Risse, Ermüdungsgefahr) überdrücken. Während bei modernen Spannbetonbrücken im Regelfall bereits im Zuge der Errichtung zusätzliche Verankerungs- und Umlenkstellen geplant und entsprechend konstruktiv berücksichtigt werden (in Deutschland zwingend seit dem Jahr 2000), fehlt eine solche Option bei den meisten zu ertüchtigenden Bestandsbauwerken. Daher sind beim nachträglichen Einbau externer Spannglieder vor allem zusätzliche Verankerungsstellen (als Endverankerung, bei sehr langen Spannsträngen auch als Zwischenverankerung zur Ausbildung von Übergreifungsstößen), bei umge-

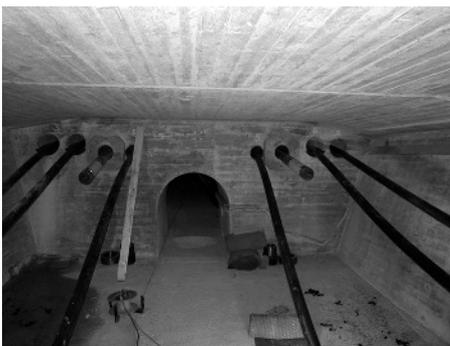


Bild 75. Einbau nachträglicher Umlenkstellen bei Kastenquerschnitten, im Feldbereich (links und Mitte; mit obenliegendem Querschnitt), Querschnittsergänzung an vorhandenem Stützquerträger (rechts)

lenkter Spanngliedführung auch Umlenkstellen, erforderlich.

Umlenkstellen werden bei Brücken mit Kastenquerschnitten im Feldbereich in der Regel durch einbetonierte zusätzliche Lisenen oder rahmenartige Querscheiben realisiert, siehe z. B. auch Bild 75. Je nach Spanngliedanordnung, -anzahl und Umlenkwinkel erfordert die sichere Einleitung der zusätzlichen Beanspruchung zusätzliche Querspannglieder (Reduktion der Zugkräfte in der Fahrbahnplatte). Im Stützenbereich werden entweder vorhandene Querträger ergänzt (Bild 75, rechts; um den Lastabtrag im Bestandsüberbau möglichst nicht zu verändern, sollte die Betonerfüllung nicht kraftschlüssig an die Fahrbahnplatte anschließen) oder es besteht bei massiven Querscheiben die Möglichkeit der nachträglichen Herstellung von Durchdringungen. Die neuen Konstruktionselemente werden üblicher-

weise durch eingeklebte Bewehrungsstäbe mit dem vorhandenen Bauwerk verbunden. Für die Betonage kommt aufgrund der günstigen Einbring- und Verdichtungseigenschaften sowie zur Sicherstellung einer allseitig kraftschlüssigen Verbindung meist ein selbstverdichtender Beton zum Einsatz. Im Kontaktbereich sind dabei die vorhandenen Betonoberflächen entsprechend vorzubereiten (i. d. R. mittels Hochdruckwasserstrahl). Bei Überbauten mit Plattenbalkenquerschnitt erfolgt die Umlenkung nachträglich eingebauter externer Spannglieder entweder über neu herzustellende Durchdringungen an vorhandenen Stütz- oder Feldquerträgern, über anbetonierte und zusammengespannte Konsolen (einseitig oder zweiseitig; analog zu nachträglichen Verankerungen, siehe Anmerkungen dort) oder häufig auch durch spezielle Stahlbauteile (siehe z. B. Bild 76b).



a)



b)

Bild 76. a) Nachträgliche Ergänzung externer Spannglieder bei Plattenbalkenbrücken, Durchdringung vorhandener Querträger (Foto: Autobahndirektion Südbayern), b) Umlenkung über Stahlbauteile (Foto: BBV Systems GmbH)

Aufgrund der hohen konzentrierten Kräfte kommt vor allem der Planung und Ausführung von nachträglichen Verankerungen besondere Bedeutung zu. Grundsätzlich kann man bei der konstruktiven Ausbildung der Verankerung zwischen einer „kraftschlüssigen“ und einer „formschlüssigen“ Verbindung mit dem Bestandsüberbau unterscheiden.

Die Ausbildung von kraftschlüssigen Verbindungen erfolgt üblicherweise durch anbetonierte Konsolen (Ortbeton), die über kurze Stabspannglieder mit den vorhandenen Stegen verspannt werden, siehe Ausführungsvarianten Bild 77a bis c. Die in den Konsolen verankerten Kräfte der externen Spannglieder werden dabei im Wesentlichen durch Reibung in den Kontaktflächen (Konsole/Steg) übertragen. Zudem ergeben sich im Bereich der Unstetigkeitsstellen an den Konsolrändern lokale Spannungsspitzen, vor allem bei kurzen Konsolen. Der Nachweis der Übertragung der Schubkräfte kann grundsätzlich entsprechend dem Format in DIN EN 1992-1-1 für die Schubfuge erfolgen. Aufgrund der nicht ruhenden Beanspruchung sollte dabei der Adhäsionsanteil $c = 0$ gesetzt und möglichst eine verzahnte Fuge angestrebt werden, siehe auch [84]. Zudem sollte die Verankerung möglichst außerhalb von Stegvouten erfolgen (ungünstigere Wirkung der Quervorspannung) und ein schwindarmer Beton verringert bei den verwendeten kurzen Stabspanngliedern die Reduktion der Anspannkraft im Dauerzustand. Konstruktiv ist jeweils eine symmetrische Veranke-

rung (beidseitige Konsole, siehe Bild 77b) vorzuziehen, in vielen Fällen wird jedoch eine außenliegende Konsolverankerung aus optischen Gründen nicht zugelassen. Bei einseitigen Konsolen (Bild 77a) ergeben sich neben der Beanspruchung der Fuge insbesondere bei Plattenbalken (abhängig von der Stegsteifigkeit, der Konsolgeometrie und der Vorspannkraft) durch die entstehenden Versatzmomente entsprechende zusätzliche Stegbeanspruchungen und -verformungen, die zu beachten sind. Novak empfiehlt in [84] bei schlanken Plattenbalken diesen Effekt ggf. durch den Einbau von konsolnahen Zug- und Druckstreben (Bild 77c) zu kompensieren.

Bei formschlüssiger Verbindung mit dem Bestandsbauwerk, siehe z. B. Bild 77d und e, ergibt sich ein grundsätzlich robusterer Lastabtrag. Die konzentrierte Einleitung der Spannkkräfte in den Bestandsbeton bedarf jedoch besonderer Überlegungen und erfordert häufig eine örtliche Verstärkung und Ertüchtigung der vorhandenen Bausubstanz (z. B. Querschnittsergänzung und zusätzliche Bewehrung zum Abtrag der erhöhten Beanspruchungen), beispielsweise am Endquerträger (siehe Bild 78). Bei direkter Verankerung der externen Spannglieder auf dem vorhandenen Querträgerbeton besteht zudem die Problematik, dass im Bereich der unplannmäßigen Lasteinleitung die gemäß Spanngliedzulassung erforderliche Wendel- und Zusatzbewehrung zur Aufnahme von Spaltzugkräften fehlt.

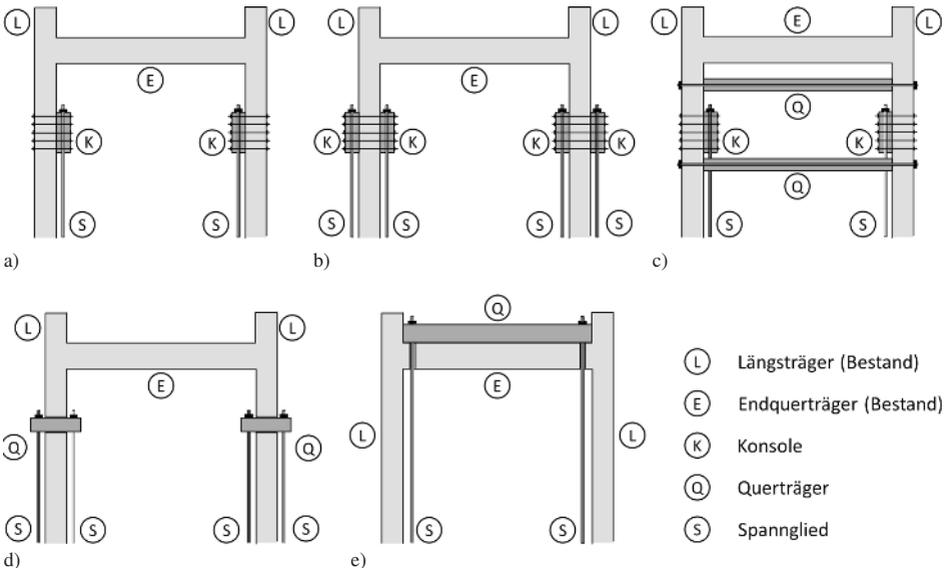


Bild 77. a), b), c) Varianten der kraftschlüssigen Verankerung mit anbetonierten Konsolen; d), e) Auswahl von Möglichkeiten zur formschlüssigen Einleitung der Vorspannkkräfte (unten), nach [84]

Eine direkte Verankerung ohne zusätzliche Ertüchtigungen kann – unabhängig von der im Bestand vorhandenen Querträgerbewehrung – dennoch allgemein zugelassen werden, wenn nachgewiesen wird, dass die sich rechnerisch ergebende maximale Querzugspannung im Lasteinleitungsbereich den Wert von $\alpha_{ct}^* \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c^*$ nicht überschreitet, wobei α_{ct}^* und γ_c^* projektspezifisch festzulegen sind. Zu-

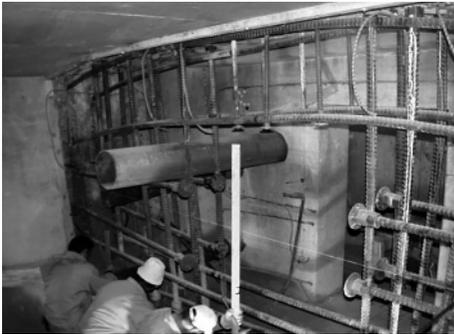
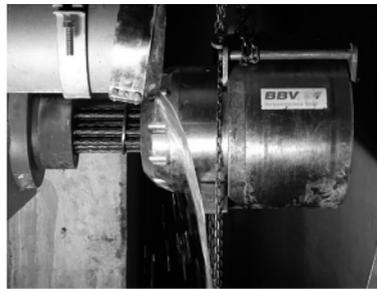


Bild 78. Querschnittsergänzung am Endquerträger eines Hohlkastenüberbaus zur nachträglichen Verankerung externer Spannglieder

dem ist die Gesamttragwirkung des Querträgers (u. a. Biegung, Querkraft) nachzuweisen und die Kontaktpressung zwischen Ankerplatte und Bestandsbeton rechnerisch auf die zulässigen Werte der Teilflächenpressung gemäß DIN EN 1992-1-1 zu begrenzen; dabei darf näherungsweise eine gleichmäßige Spannungsverteilung angenommen werden. Darüber hinaus müssen die Spannglieder ausreichende Randabstände einhalten, die in Abhängigkeit von den speziellen Anforderungen des Spannverfahrens und den örtlichen Randbedingungen festzulegen sind. Um diese Nachweise erfüllen zu können und die Spaltzugspannungen entsprechend zu reduzieren, sind bei den gängigen externen Spanngliedern im Regelfall zusätzliche Lastverteilungsplatten erforderlich, siehe z. B. Bild 79a. Die Lastverteilung kann auch durch spezielle Hybridankerplatten aus UHPC erfolgen (Bild 79c), die beim nachträglichen Einbau aufgrund des gegenüber Stahl deutlich geringeren Gewichts Vorteile besitzen. Das andere Material und die geringere Steifigkeit der mineralisch gebundenen Verteilungsplatte erfordern jedoch zusätzliche Untersuchungen. Bei der nachträglichen Verankerung an bestehenden Endquerträgern ergeben sich für den Spannvorgang meist beengte Platzverhältnisse, die entsprechend kompakte Spannpressen erfordern, um auf einen aufwendigen Umbau des



a)

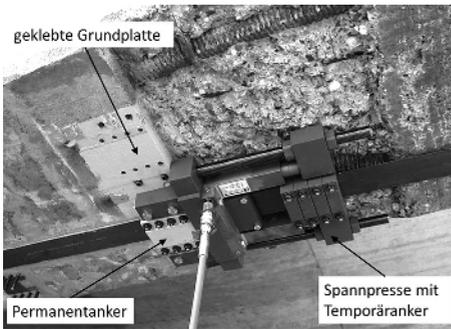


b)

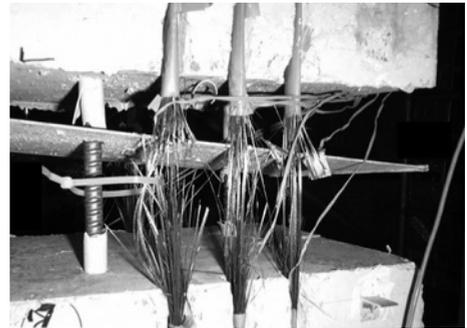


c)

Bild 79. a) Nachträgliche Verankerung an Querträgern, mit Lastverteilungsplatte aus Stahl, b) Vorspannen mit kompakten Pressen, c) Hybridankerplatten (Foto: Autobahndirektion Südbayern)



a)



b)

Bild 80. a) Koppelfugenverstärkung mit vorgespannten, mechanisch verankerten CFK-Lamellen als externe Spannlieder (Foto: Leonhardt, Andrae und Partner AG), aus [49]; b) in Schlitze verklebte vorgespannte CFK-Lamellen mit Verbundverankerung, Belastungsversuch [39] mit gewünschtem Lamellenversagen

Wartungsgang verzichten zu können, siehe z. B. Bild 79b.

Darüber hinaus wurden auch bereits in Einzelfällen Koppelfugen nach kraftschlüssiger Injektion vorhandener Risse durch vorgespannte CFK-Lamellen überdrückt. Hierfür stehen verschiedene Verfahren entweder mit mechanischen Verankerungselementen oder auch in Schlitze geklebten Lamellen mit direkter Verbundverankerung, siehe z. B. [38], zur Verfügung. Für die mechanischen Verankerungen gilt grundsätzlich, dass diese umso aufwendiger in der Konstruktion und Ausführung ausfallen, je höher die CFK-Lamellen ausgenutzt werden sollen, siehe Bild 80a. Aktuell wurde beispielsweise die Bodenplatte einer mehrfeldrigen zweizelligen Hohlkastenbrücke in der Schweiz [92] mit insgesamt jeweils 3.960 kN pro Fuge (je 18 bis zu 10 m lange CFK-Lamellen 60 mm × 2,6 mm mit mechanischer Verankerung) ertüchtigt. Durch die günstige Geometrie und die mehrstufige Verankerung war eine schonende korrosionsbeständige Verstärkung der nur 14 cm dünnen Platte mit nur geringen Exzentrizitäten und moderater lokaler Beanspruchung (Lasteinleitung) möglich. Die Verstärkung mit CFK-Lamellen besitzt gegenüber externen Spannmitgliedern den Nachteil, dass im Regelfall nur lokale Ertüchtigungen möglich und die erzielbaren Vorspannkkräfte aufgrund geometrischer Randbedingungen (v. a. zur Verfügung stehender Platz) stark begrenzt sind. Zudem behindern Querschnittsveränderungen (z. B. Stegvouten) häufig die Einsatzmöglichkeiten solcher Systeme.

10.3 Verankerung interner Spannlieder

Im Zuge des Ersatzneubaus oder des Rückbaus von Brücken [44, 103], aber auch bei Umbauten im Hoch- oder Tunnelbau [82, 85], sind Spannlieder in vorhandenen Betonkonstruktionen nachträglich zu verankern. Dies geschieht meist an Stellen, die

im Rahmen der ursprünglichen Erstellung nicht dafür vorgesehen waren. Es fehlen daher planmäßige Verankerungselemente wie Ankerplatten und lokale Bewehrung zur Lasteinleitung wie etwa Spaltzugbewehrung. Die Verankerung selber kann lediglich temporär nötig sein – z. B. bei kurzfristigen Rückbauzuständen – oder dauerhaft, wie bei Umbauten.

Die Spannbewehrung ist in der Regel in Hüllrohren verlegt und im Verbund zum umgebenden Beton über den Verpressmörtel im Hüllrohr. Sie setzt sich aus einzelnen Stäben oder Litzen zusammen, wobei oft auch glatte Spannstäbe ohne Rippen auftreten.

Beispiele für derartig nachträgliche Verankerungen sind:

- die (temporäre) Verankerung von Querspannmitgliedern in einer quer vorgespannten, über die gesamte Brückenbreite durchgehenden Fahrbahnplatte, die im Rahmen eines richtungsgetrennten Ersatzneubaus zunächst zu einer Hälfte erhalten bleibt. Die andere Überbauhälfte wird abgebrochen und durch einen neuen Überbau ersetzt. Der Verkehr fließt auf der zunächst verbleibenden Hälfte bauzeitlich weiter, z. B. in einer Verkehrsführung nach dem Typ „4+0“, also je zwei Fahrspuren je Richtung bei fehlenden Standstreifen. Zu verankern sind bei älteren Brücken üblicherweise verpresst im Verbund in Hüllrohren liegende Spannlieder. Typisch sind wenige Stäbe oder Litzen (1 bis 4) mit größerem Abstand der Einzelstränge von ca. 0,25 bis 1,00 m bei Spannkraften von etwa 0,5 bis 1,0 MN/m. Bild 81 zeigt schematisch ein Beispiel eines gedrungenen, zweistegigen Plattenbalkens mit weitgespannter Fahrbahnplatte, welche im temporären Bauzustand außerhalb des befahrenen Bereichs durchtrennt werden soll. Dazu sind die Querspannlieder – soweit tragfähigkeitsrelevant – seitlich zu verankern.

- die Krafteinleitung im neuen Verankerungsbereich unter Begrenzung der lokalen Betondruckspannungen (aus Teilflächenpressung) und Abdeckung der Umlenkräfte aus Spaltzug, Randzug und ggf. auch kontinuierlich sichernder Rückhängung über geeignete Bewehrungen,
- die eingeschränkten Verankerungsmöglichkeiten bei mechanischen Anker Elementen, da die planmäßigen Ankerköpfe laut ursprünglicher Zulassung meist nicht mehr erhältlich sind und somit nur Sonderlösungen infrage kommen. Gleichzeitig ist hier oft eine Kombination von zumindest temporärer, vorlaufender Verbundverankerung nötig, um die neuen Anker Elemente aufzubringen. Das Spannglied aus Einzelstäben ist dazu aufzuweiten und in Spanngliedachse auf die Anker Elemente aufzuschieben, was nur mit getrennten Spanngliedern möglich ist.
- In der Regel sind rechnerische Grenzwertbetrachtungen durchzuführen, also Spannkraft haltend wie ungünstig treibend anzunehmen. Es reicht beispielsweise nicht aus, rechnerisch nicht benötigte Spannglieder zu vernachlässigen, da sie sich (unplanmäßig) verankern können und entsprechend Umlenkräfte eintragen.

10.3.1 Verbundverankerung

Eine Verbundverankerung in Normalbetonen bietet sich bei Spanngliedern aus (profilierten) Einzelstäben oder Litzen an. Dazu ist eine Betonplombe aus Neubeton für den Lasteinleitungsbereich vorzusehen, welcher die vollständige Verankerung als Teilneubau unterbringt. Dieser kann dann bemessen und konstruktiv durchbildet werden entsprechend den gültigen technischen Regeln von DIN EN 1992-1-1/NA für Hochbauten oder DIN EN 1992-2/NA für Brückentragwerke mit der rechnerischen Übertragungslänge l_{bt} und dem Nachweis der Endverankerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit über die Verankerungslänge l_{bpd} (vgl. Abschnitt 9.4). Dazu sind die Spannglieder freizulegen, Hüllrohr und Verpressmaterial zu entfernen.

Um Verankerungslängen und damit den Aussparungsbereich der Neuverankerung möglichst klein zu halten, sollten hohe Betonfestigkeiten von C40/50 bis C50/60 eingesetzt werden. Durch das Trennen der Spannglieder beim Durchsägen entsteht in der Regel eine als schlagartig einzustufende Lasteintragung.

Glatte Spannstäbe fallen nicht unter den Regelungsbereich der Verbundverankerung in den aktuellen

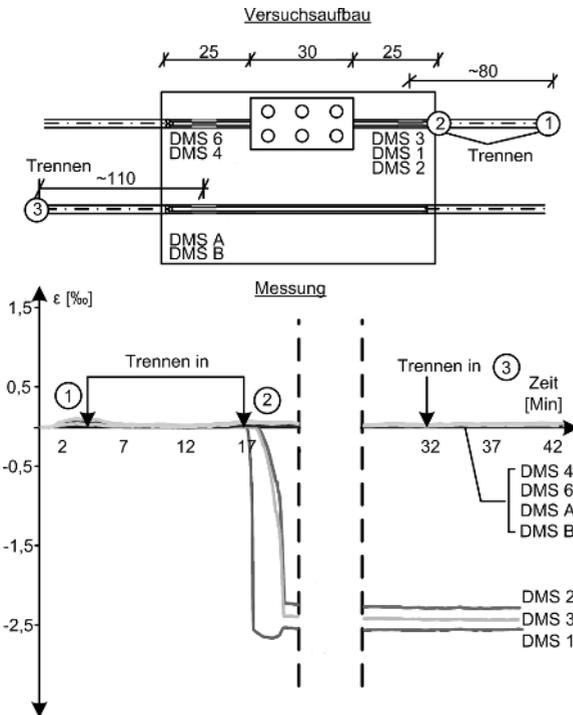


Bild 83. Verankerungsversuch glatter Querspannglieder in Verpressmörtel, nach [44]

Eurocodes. Sie erfordern mechanische Verankerungsarten oder gesonderte Untersuchungen ihrer Verbundeigenschaften, insbesondere bei nicht ruhenden Beanspruchungen. Allerdings zeigen erste Untersuchungen, dass ihr Verbund bei Verbleib im Verpressmörtel des Hüllrohrs sehr gut sein kann [44, 85]. Bild 83 stellt dazu die Dehnungsmessungen aus zwei Verankerungsversuchen von glatten Querspanngliedern mit drei Einzelstäben mit $\varnothing 12,2$ mm in der Fahrbahnplatte einer Brücke aus den 1970er-Jahren dar. Aufgetragen sind die gemessenen Dehnungsänderungen nach Spanngliedertrennung durch Kernbohrung in einer Entfernung von 110 cm (Punkt 3), 80 cm (Punkt 1) bzw. direkt benachbart einer Messstelle (Punkt 2). Nur bei der direkt benachbarten Trennung im Punkt 2 wird die Stahldehnung von ca. $-2,5\%$ vollständig frei, bei beiden anderen Punkten ist keine Änderung durch den jeweiligen Schnittvorgang messbar. Das bedeutet, dass die Spannkraft von $A_p \cdot E_p \cdot \Delta \varepsilon_p \cong 3,51 \cdot 19.500 \cdot 2,5 \cdot 10^{-3} = 171$ kN für Kurzzeitbelastung nach maximal 80 cm vollständig eingeleitet sein muss. Bei günstig groß angenommener Verbundoberfläche der drei Spannglieder ergibt sich eine mittlere Verbundspannung von mindestens $2,5$ MN/m².

Die Übertragungslänge l_{pt} verhält sich näherungsweise proportional zu Verbundspannung und wirksamer Verbundoberfläche, sodass für möglichst kleine Verankerungsbereiche in [103] ultrahochfeste Feinkornmörtel (UHFM) mit Mikrofaserzugabe vorgeschlagen werden. Sie können bei glatten Stahloberflächen mittlere Verbundspannungen bis ca. 20 MN/m² übertragen [88, 103] und durch ihre Feinkörnigkeit auch Spannglieder vieler Einzelstäbe umhüllen. Bei entsprechender Umschnürungsbe- wehrung werden auch Wechselbeanspruchungen nach ETAG 013 [35, 51] ertragen und letztendlich Verankerungsbereiche von wenigen Dezimetern möglich.

10.3.2 Verankerung mit mechanischen Ankerbauteilen

Mechanische Ankerbauteile aus Stahl leiten die Spannkraft über Formschluss in den Beton ein. Bestimmend für ihre Ausbildung und Form ist die Art der Übertragung der Spannkraft auf das Ankerbauteil. Die anschließende Kraftweiterleitung in den Beton gelingt dann über Druckspannungen nach dem Prinzip der Teilflächenpressung. Möglich sind

- Konzepte ähnlich klassischer Spann- oder Festanker mit Ankerplatten,
- Klemmkonstruktionen mit Reibschluss zum Spannstahl.

Bei Ankerbauteilen nach Vorbild klassischer Spannsysteme werden die einzelnen Drähte bzw. Litzen mit Keilen, Klemmen oder aufgestauchten Köpfen

am Anker fixiert. In der Regel ist es dazu nötig, das Spannglied vorab zu trennen und das Ankerbauteil über die vereinzelt Drähte bzw. Litzen aufzufädeln. Bild 84 zeigt ein Beispiel eines mehrdrahtigen Spannglieds aus glatten Einzelstäben mit einer rechteckigen Ankerplatte. Die Stäbe sind durch kranzförmig angeordnete Bohrungen durchgeführt und mit aufgestauchten Köpfen verankert. Die rein konstruktive Scheibe vor Kopf hält die Einzelpunkte an der Platte fixiert, um eine gleichförmige Aktivierung der Einzeldrähte aus dem Betondruck gegen die Platte zu gewährleisten.

Klemmkonstruktionen umgreifen das Spannglied und nutzen planmäßige Querpressungen von Spannstahl zu Ankerstahl, um über Reibung die Gesamtpannkraft des Spannglieds einzuleiten [44, 85]. Sie können nach Entfernen von Hüllrohr und Verpressmörtel direkt appliziert werden und leiten die Druckkräfte von ihren Stirnseiten in den Beton ein. Spannglieder aus wenigen einzelnen Stäben lassen sich schlupffrei fassen.

Bild 85 zeigt ein Beispiel für die Fixierung von drei glatten Spanndrähten mit $\varnothing 12,2$ mm zwischen zwei Stahlplatten mit trapezförmigen Nuten zur definierten Spanngliedführung. Die nötige Querpressung für den Reibschluss bringen vorgespannte Schrauben M24 10.9 auf, was aus Blechübertragung zu recht großen Blechdicken führt. Die Kraftübertragung in den Beton erfolgt von der linken Stirnseite (σ_{c1}) mit nur geringer Lastausbreitung zum Anschluss an den Bestandsquerschnitt (σ_{c2}).



Bild 84. Temporäre Ankerplatte mit kranzförmiger Anordnung von glatten Einzelspannstäben (Foto: Hessen Mobil)

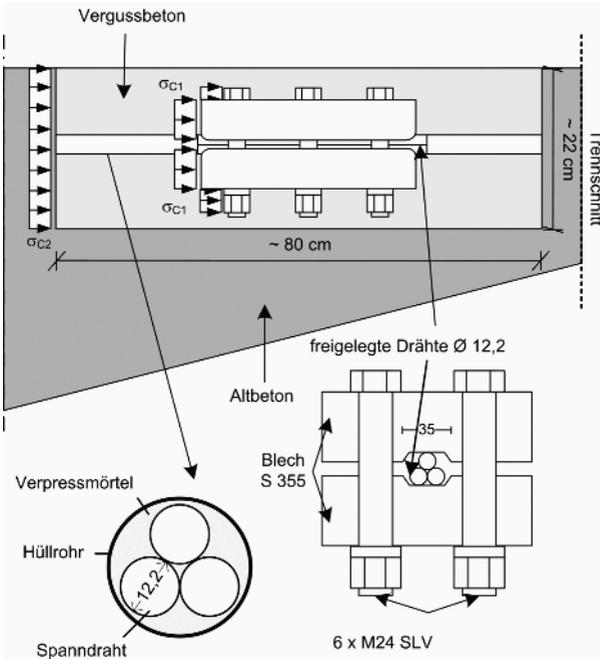


Bild 85. Prinzip einer Klemmverankerung über Reibschluss und direkte Druckkrafteinleitung, aus [44]

Wesentliches Kriterium zur Dimensionierung der Klemmverbindung ist der nutzbare Haftreibungskoeffizient μ_H zwischen den Stahlmaterialien im Kontakt. Er ist abhängig von den Oberflächeneigenschaften der Materialien, der Größe der Normalkraft – nämlich unterproportional ansteigend mit dem Pressdruck – und reduziert sich bei wiederholten Zyklen aus Haften und Gleiten durch sogenann-

tes Einebnen [93]. Dabei ist es sinnvoll, ein solches Einebnen zuzulassen, also einen gegenüber dem Spannstahl (hier 1250/1400 [MPa]) weicheren Stahl (S355) im Klemmelement zu verwenden, um Kerbwirkungen am Spannstahl zu vermeiden.

Bild 86 zeigt den Verlauf des im Versuch erreichten Werts für μ_H bei Stahl-zu-Stahl-Kontakt, der beginnend mit Werten oberhalb von 1 sich bei Versuchswiederholungen asymptotisch abfallend einem erwarteten Residualwert von ca. 0,3 nähert [14, 79, 105]. Entsprechend hoch fallen die nötigen Klemmkräfte F_s mit $F_s = F_p / \mu_{Hd}$ aus. Dabei deutet der Index d den Einbezug von reduzierenden Teilsicherheitsbeiwerten für den nutzbaren Reibschluss an. In [44] wird ein Wert von 1,5 vorgeschlagen, also eine Reduktion von μ_H auf $\frac{2}{3}$ zu μ_{Hd} . Günstig wirkt sich ein „Abstreuen“ der Stahloberflächen mit Sand aus, was den Reibbeiwert merklich erhöht.

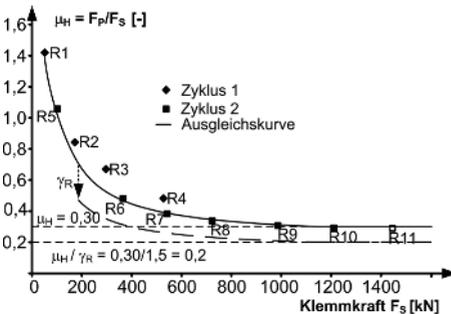


Bild 86. Haftreibungskoeffizient μ_H bei wiederholtem Ausziehen (Versuche R1 bis R11) und nötige Klemmkraft F_s , aus [44]

10.3.3 Lokale Lasteinleitung

Im Lasteinleitungsbereich sind die bekannten Effekte einer lokal konzentrierten Lasteinleitung zu beachten, also Spaltzugwirkungen, Randzug bei exzentrischer Position des Spannglieds über den Querschnitt und bei Lasteinleitung aus Platten bzw. Stahlelementen eine günstig ansetzbare Teilflächenpressung durch triaxiale Betondruckspannungen

vor dem Anker. Rückhängebewehrungen (vgl. auch [97]) sind bei anschließender Trennung hinter der Neuverankerung in der Regel entbehrlich, bei Verankerungen im Bauteil oft nur mit erheblichem Aufwand wie mit nachträglich eingebohrter Bewehrung umsetzbar.

Spaltzugkräfte T_s bzw. Randzugkräfte T_r können in bekannter Form z. B. nach [10, 97] proportional zur verankerten Spannkraft F_p ermittelt werden (vgl. auch Abschnitt 9.4.4.4). Sie sind hier ohne eine Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten angegeben, die zur Bemessung natürlich noch einzubeziehen sind.

$$T_s = \frac{1}{4} F_p \left(1 - \frac{d}{D} \right) \quad (146)$$

$$T_r = F_p \left(\frac{e}{D} - \frac{1}{6} \right) \quad (147)$$

In den Gln. (146) und (147) bezeichnen D die Breite nach Lastausbreitung, d das Maß der Lasteinleitungsbreite und e die Exzentrizität zur Querschnittsachse. Randzug tritt erst bei Lastangriffen außerhalb des Kerns auf, also bei Rechteckquerschnitten bei $e/D > 1/6$, mit dem Grenzfall von $e/D \rightarrow 1/2$ bei einer Lasteinleitung am Querschnittsrand. Im Bild 87 ist das Prinzip der Lastausbreitung bei zentrischer Spanngliedlage und Verbundverankerung sowie einem mechanischen Verankerungsbauteil mit Reibschluss dargestellt. Vorgesehen sind hier ein Trennschnitt am linken Rand des Bildes und eine Aufnahme der Spaltzugkräfte durch vollständig nachträglich ergänzte Bügelbewehrung im Neubeton.

Bei der Lasteinleitung am Ankerbauteil kann bei entsprechenden Geometrieverhältnissen eine erhöhte

Teilflächenpressung bis zum Dreifachen des Bemessungswerts der Betondruckspannung f_{cd} nach DIN EN 1992-1-1/NA Abschnitt 6.7 ausgenutzt werden.

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3 f_{cd} A_{c0} \quad (148)$$

mit

F_{Rdu} maximale Teilflächenlast (Bemessungswert)

A_{c0} Belastungsfläche am Anker

A_{c1} maximale rechnerische Verteilungsfläche mit geometrischer Ähnlichkeit zu A_{c0}

Dazu ist ein triaxialer Betondruckspannungszustand nötig. Er entsteht bei Flächenähnlichkeit zwischen Belastungsfläche A_{c0} und Verteilfläche A_{c1} , bei in der Regel gleichen Flächenschwerpunkten. Querzugkräfte sind durch Bewehrung wie etwa umschließende Bügel abzudecken. Bei geringeren Querzugkräften oder ergänzend zu konventioneller Bewehrung lassen sich günstig auch Stahlfaserbetone einsetzen [9, 12]. Sie decken je nach Faserart und Fasergehalt rechnerischer Zugspannungen in der Größe von ca. 0,2 bis 1 MN/m² (Bemessungswerte) ab und können gerade bei ansonsten engen Bewehrungsnetzen in nachträglichen Bauelementen vorteilhaft sein. Ihr rechnerischer Ansatz bei Teilflächenbelastung in Ergänzung zu DIN EN 1992-1-1 ist in der Richtlinie Stahlfaserbeton des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau (DAFStb) geregelt und in [9] detailliert erläutert.

Bei nur kurzzeitiger Verankerung an Trennschnitten im Rückbau kann es – z. B. bei vielen Spanngliedern in Platten – sinnvoll sein, Spaltzugwirkungen ohne Eingriff in den Querschnitt und extern aufzunehmen. Dies erfordert tragfähigen Verbund zwischen Spannglied, Verpressmörtel und dem umge-

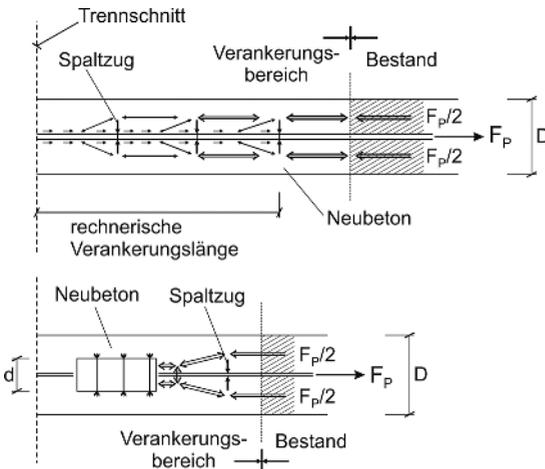


Bild 87. Lokale Lasteinleitung bei Verankerung über Verbund (oben) bzw. bei mechanischem Verankerungselement (unten) und zentrischer Spanngliedlage

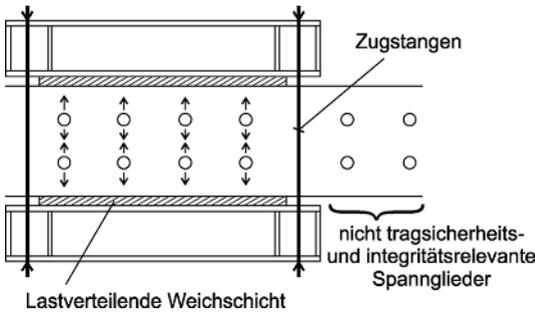


Bild 88. Klemmkonstruktion zur externen Aufnahme von Spaltzugkräften

benden Beton. Bild 88 zeigt dazu schematisch ein Beispiel einer solchen Klemmkonstruktion mit durch Bohrungen durchgeführten Zugstangen und lastverteilenden Weichschichten. Nur die tragfähigkeitsrelevanten Spannglieder sind erfasst. Solche die weder für die Tragfähigkeit nötig sind (*minorante* Abschätzung), noch bei ungewollter Verankerung und Lasteintrag bzw. durch Spaltwirkung und dadurch induzierter Rissbildung schädigend wirken (*majorante* Abschätzung), sind nicht eingeschlossen. Die für Spannbetonbauteile typische Betrachtungsweise von maximaler Vorspannwirkung bei minimalen Gegenkräften (max. $P_{t=0}$ mit zug. min. $G + Q$, „Aufreißen der ursprünglichen Druckzone durch zu hohe Vorspannung“) bzw. minimaler Spannwirkung bei ungünstig hohen Grundeinwirkungen (min. $P_{t=\infty}$ mit zug. max. $G + Q$, „verbleibende Zugspannungen in der vorgedrückten Zugzone“) findet sich entsprechend wieder.

10.3.4 Bauzustände und Kraftdurchleitung

Nachträgliche Verankerungen erfolgen in der Regelschrittweise und in örtlich getrennten Abschnitten. Beispielhaft sei dies im Folgenden an der Neuverankerung von Querspanngliedern in Fahrbahnplatten von Brücken nach dem Prinzip von Bild 81 demonstriert. Vor dem Trennschnitt sind dazu linienartig entlang der Brückenlängsrichtung neu zu betonierende Verankerungsbereiche zu schaffen. Gleichzeitig sind die Querbiegetragfähigkeit der Platte und die Durchleitung der Betondruckspannungen aus Quervorspannung bis zum Trennschnitt zu erhalten. Es bietet sich daher an, die Verankerungsbereiche schachbrettartig in (mindestens) zwei Schritten zu erstellen, wobei die Druckkraftübertragung über die jeweils bestehenden Restquerschnitte erfolgt. Bild 89, oben verdeutlicht dieses Konzept mit Öffnungen bzw. Neubetonagen (grau) und der prinzipiellen Kraftdurchleitung (unten) während

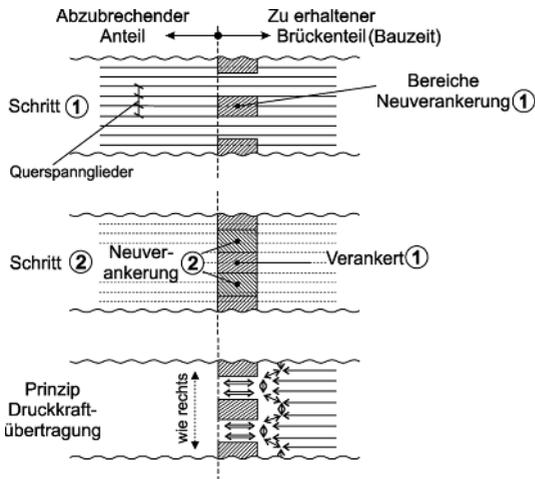


Bild 89. Schachbrettartige Neuverankerung einer Quervorspannung in zwei Schritten (oben) und Druckkraftübertragung während des Öffnens (unten)

des ersten Bauabschnitts (Schritt 1). Der vorgesehene, finale Trennschnitt zwischen abzubrechenden und zu erhaltenden Anteilen ist gestrichelt dargestellt.

Ein typischer Bauablauf sieht im einzelnen Schritt vor:

- Öffnen der Verankerungsbereiche und der Spannglieder
- Entfernen des losen Materials und Reinigung,
- Einbau der Verankerungselemente und Zusatzbewehrung der Lasteinleitung,
- Ausbetonieren und Erhärten.

Dieses Verfahren wird schachtbrettartig bzw. abschnittsweise wiederholt, je Einzelschritt. Im zweiten Schritt sind ausreichend erhärtete Verankerungsbereiche aus Schritt 1 Voraussetzung. Bei geschickter Wahl der Abschnitte gelingt die bauzeitliche Lastumlenkung während des Öffnens in der Regel ohne zusätzliche Verstärkungen im Restquerschnitt. Die Lastumlenkung kann unter Ansatz der Längsvorspannung, vorhandener (Längs-)Bewehrung oder durch Fachwerkmodelle mit sich gegenseitig abstützenden Druckstreben nachgewiesen werden (vgl. Bild 89, unten). Gegebenenfalls müssen Lasten durch Verkehrseinschränkungen reduziert sein.

10.3.5 Beispiele für Querspannglieder

Die nachfolgenden Beispiele mit Bauausführung in den Jahren 2011 bis 2014 zeigen nachträgliche Verankerungen im Rahmen der temporären Sicherung von Querspanngliedern in Fahrbahnplatten von Straßenbrücken aus Spannbeton. Grund der Sicherung war der Ersatzneubau der Brücken unter Erhalt des überführten Straßenverkehrs während der Bauzeit auf jeweils einer Überbauhälfte. Die ursprünglichen Brücken wurden in den 1950er- bis 1970er-Jahren erbaut mit einer durchgehenden Fahrbahnplatte und einer ebenso durchlaufenden Quervorspannung. Die Längssysteme unterscheiden sich in nebeneinander liegende, einzellige Hohlkästen, gedrungene, zweistegige Plattenbalken bzw. mehrstegige Plattenbalken mit schlanken Stegen. Sämtliche Querspannglieder bestehen aus mehreren glatten, runden Einzelstäben, die verpresst in Hüllrohren liegen.

Während die Bestandsbauwerke durch die durchgehende Fahrbahnplatte zu einem Gesamttragwerk verbunden waren, werden die jeweiligen Neubauten getrennt nach Richtungsfahrbahn in zwei Einzelbauwerken errichtet. Der erste Neubauabschnitt entsteht neben dem bauzeitlich zu erhaltenden Teil des Bestands, und zwar an der Stelle des Abbruchs der ersten Bestandshälfte. Die temporär für die Verkehrsführung genutzte Überbauhälfte wird daher durch nachträgliche Verankerungen für eine Bauzeit

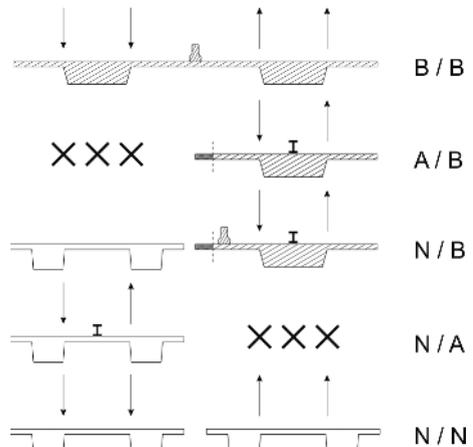


Bild 90. Bauablauf des abschnittweisen Ersatzneubaus aus Bestand (B), Neubau (N) und Abbruch (A)

von einigen Monaten gesichert. Daraus ergibt sich nachfolgender, im Bild 90 in seinem Prinzip skizzierter, Bauablauf. Die zwei Fahrspuren je Fahrtrichtung (Pfeile) werden während der Bauzeit auf je eine Spur je Fahrtrichtung verengt.

- Verkehrsverlegung auf die zunächst zu erhaltende Seite des Bestandsüberbaus,
- schrittweise Sicherung der Quervorspannung und Einbau bauzeitlicher Stabilisierungsmaßnahmen wie Kippsicherungen oder Festhaltungen des Überbaus,
- Trennen des Bestandsüberbaus längs, z. B. mit Sägeschnitt,
- Abbruch der ersten Bestandshälfte,
- Ersatzneubau der ersten Richtungsfahrbahn des Neubaus im Bereich des erfolgten Abbruchs,
- Verlegung des Verkehrs auf den ersten Neubau,
- Abbruch des verbleibenden Bestands und dort Neubau der zweiten Richtungsfahrbahn,
- Rückverlegung des Verkehrs auf seinen Ursprung, nun bei getrennten Überbauten.

Besonderes Augenmerk gilt dem an Trennschnitt neu entstehenden Kragarm, der für die Verkehrsbelastung ausreichend tragfähig sein muss. Dies muss die nachträgliche Verankerung für die nicht ruhende Verkehrsbelastung, allerdings bei bewusst akzeptierten Defiziten in der Gebrauchstauglichkeit (De-kompression, Rissbreiten) leisten.

10.3.6 Ankerplatten und Verbund

Das Überführungsbauwerk der Bundesstraße 27 über die Autobahn 66 bei Fulda (Hessen) wurde



Bild 91. Überführung der B27 über die A66 bei Fulda (Foto: Hessen Mobil)

2014 durch einen Neubau in Betonbauweise mit konventionellen Widerlagern und einem Überbau mit vorgefertigten, aneinandergereihten Spannbetonlängsträgern mit T-Querschnitt und einer nachträglich ergänzten Fahrbahnplatte ersetzt. Das Bild 91 zeigt das Bestandsbauwerk als Betonrahmen von der Autobahn aus. Bauherr ist der Maßnahme von Hessen Mobil, Standort Fulda.

Die Querspannglieder liegen in engem Abstand von 0,25 m und bestehen aus mehreren glatten Einzelstäben. Ausgeführt wurde eine Plattenverankerung mit $A = 15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ nach Bild 84 mit kranzartiger Aufgliederung der Spannglieder, und zwar an jedem zweiten Spannglied (Bild 92). Diese Menge,

also nur 50% der Spannbewehrung, ist zur Sicherung der Tragfähigkeit des neuen Kragarms erforderlich. Die verbleibenden Spannglieder versetzt dazu laufen zunächst ungestört durch und erhalten keine Platten. Ein Verankern dieser verbleibenden Spannglieder wurde im Rahmen einer statisch-konstruktiven Grenzwertbetrachtung sowohl ungünstig vernachlässigt (keine Tragwirkung) als auch zusätzlich berücksichtigt bei der Auslegung der Bewehrung zur lokalen Kraffteinleitung an der Trennstelle (volle Verankerung). Tatsächlich auf der Baustelle beobachtet wurde ein nur kleiner Schlupf der nicht explizit behandelten, glatten Spannglieder, sichtbar am Trennschnitt durch ca. 1 bis 3 mm Einzug der getrennten Drähte gegenüber dem umgebenden Mörtel. Dies entspricht bei vereinfacht konstant angenommener Verbundspannung rechnerischen Eintragungslängen unter 1 m bis etwa 2 m.

Im Bild 92 sind zwei Verankerungsbereiche von ca. 1,50 m Länge zu erkennen und der jeweils dazwischenliegende, erst in nachfolgenden Bauabschnitten bearbeitete Bereich, über den die verbliebenen Spannkkräfte übertragen werden.

Das gleiche Verankerungskonzept wurde 2013 im Rahmen des Brückenersatzes am *Amöneburger Kreisel* (Überführung B263 durch A671, Bauherr Hessen Mobil, Wiesbaden) bei Wiesbaden eingesetzt [3]. Dazu wurde die 130 m lange Bestandsbrücke entlang ihrer Längsachse in alternierenden Abschnitten von ca. 2 m geöffnet, neue Verankerungen mit Bewehrung eingebracht und so die Fahrbahnplatte zur Brückenmittelachse hin für eine bauzeitliche Verkehrsführung nutzbar gemacht. Bild 93 stellt einen typischen Abschnitt der Überbauöffnung mit erhaltenem Raster aus Betonstahlbewehrung und den Querspanngliedern ($a = 0,25 \text{ m}$) von oben nach unten verlaufend dar. Sie sind wechselnd durch Platten verankert bzw. durchgeführt. Der abschließende Trennschnitt erfolgt von links nach rechts am oberen Bildrand hinter den Ankerplatten.



Bild 92. Schachbrettartige Öffnungen der Fahrbahnplatte mit abwechselnd mit Platten verankerten bzw. durchgehenden Querspanngliedern (Foto: Hessen Mobil)



Bild 93. Gereinigter Verankerungsbereich mit Ankerplatten und Spaltzugbewehrung (Foto: Bickhardt Bau AG)

10.3.7 Klemmverankerung

Die einfeldrige, schräg etwa 40 m lange und sich auf rund 36 m aufweitende Spannbetonbrücke der Straße Deelböge über die Alster in Hamburg musste zwischen 2011 bis 2013 durch ein neues Bauwerk ersetzt werden. Bauherrin ist die Freie und Hansestadt Hamburg über ihren Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG). Durch die besondere Bedeutung der Straße im Verkehrsnetz Hamburgs galt die fortwährende Nutzung eines Großteils der Brückenfläche für Kraftfahrzeuge, Fußgänger und Radfahrer als Grundvoraussetzung. So wurden zwei der drei Hohlkästen mit einer durchgehenden, quer vorgespannten Fahrbahnplatte bauzeitlich er-

halten und der Trennschnitt zum zunächst abzubrechenden Hohlkasten mit speziell entwickelten Klemmverankerungen nach dem Reibschlussprinzip fixiert [44].

Die Klemmverankerung nach Bild 85 besteht im Wesentlichen aus zwei Stahlblechen, die über planmäßig vorgespannte Schrauben den nötigen Pressdruck für den Reibschluss zum Spannglied erbringen. Durch die eher geringen nutzbaren Reibbeiwerte von Stahl zu Stahl übersteigt die Klemmkraft die zu verankernde Spanngliedkraft um ein Mehrfaches, was höhere Blechdicken und entsprechend starke Schrauben bedingt. Bild 94 zeigt entsprechende Bleche und Schraubköpfe in eingebautem Zustand.

Vorteil ist, dass die Spannglieder nur auf kleinen Längen zu öffnen sind und die absoluten Betonöffnungen in der Fahrbahnplatte gegenüber Verbundverankerungen deutlich kleiner ausfallen.

Die exzentrisch zum oberen Plattenrand versetzte Lage des Spannglieds an der Verankerungsstelle erfordert neben Spaltzugbewehrung auch eine vertikale Bewehrung zur Abdeckung von Randzugspannungen. Dies wurde über zwei vertikale Gewindestangen je Ankerpunkt mit oberen und unteren Lastverteilplatten gelöst, die über Bohrungen eingebaut sind. Bild 95 zeigt eine Aufsicht auf zwei nebeneinander liegende Verankerungspunkte mit den Gewindestangen und Ankerplatten der Randzugbewehrung nach Einbau der Klemmanker und Betondecke. Die schräge Ausrichtung der Betonkanten entsteht dabei aus der Führung der Spannglieder parallel der Widerlager und damit deutlich geneigt zu Straßenachse und den Hohlkästen.

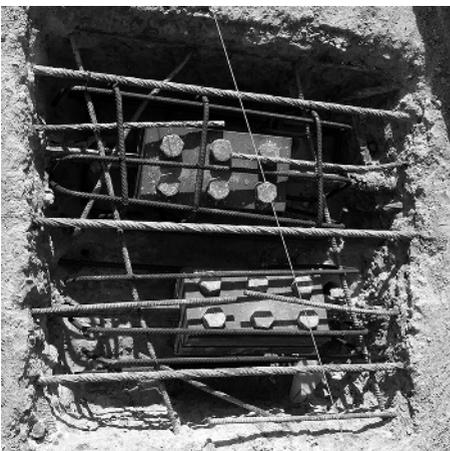


Bild 94. Eingebaute Klemmverankerung mit erster Zusatzbewehrung (Foto: LSBG Hamburg)



Bild 95. Geschlossene Verankerungsbereiche mit Stahlplatten und Gewindestäben der Randzugbewehrung (Foto: LSBG Hamburg)

11 Zusammenfassung

Spannbeton findet vielfältig Anwendung im Hoch-, Industrie- und Brückenbau. Je nach Bauweise und Anwendungsfall bieten sich Vorspannungen mit bzw. ohne Verbund, intern oder extern des Betonquerschnitts an. Die Motivation vorzuspannen kann dabei sehr unterschiedlich sein. Zum einen werden durch Vorspannung entlastende Eigenspannungszustände eingepreßt, die die Tragfähigkeit erhöhen oder bei gleicher äußerer Beanspruchung kleinere Abmessungen und Querschnitte ermöglichen. Dies gilt nicht nur für Neubauten, sondern auch für nachträglich verstärkte Tragwerke wie Brücken mit externen Zusatzspanngliedern. Es entstehen schlankere Tragwerke, was meist als ästhetisch empfunden wird. Dadurch sinken Materialeinsatz und unter Umständen auch die Baukosten. Dem stehen Vorteile hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit gegenüber, da die Querschnitte planmäßig überdrückt werden und so Risse vermieden bzw. in ihrer Ausprägung und Ausbreitung reduziert werden. Dies ist für Bauteile mit Dichtfunktion günstig, beispielsweise für weiße Wannen als Primär- oder Sekundärbarrieren. Es erhöht die Dauerhaftigkeit gegenüber Bewehrungskorrosion und führt gegenüber planmäßig gerissenen Querschnitten zu erhöhter Steifigkeit und entsprechend reduzierten Verformungen. Erwähnt seien auch die vielfältigen, vorgespannten Bausysteme wie etwa Hohlkörperdecken mit Verbundvorspannung, die durch ihre industrialisierte Herstellung kostengünstige Tragsysteme liefern.

Der Beitrag konzentriert sich auf die übergeordnet methodischen Aspekte des Spannbetonbaus, nämlich neben den grundlegenden Spannverfahren und

-systemen auf die Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Spannbetonbauteilen. Zur Schnittgrößenermittlung aus Vorspannung hat sich die Methode der Umlenkkräfte etabliert. Ihr Vorteil ist, dass sich die Vorspannung damit anschaulich – und aus ihrer Eigenschaft eines Eigenspannungszustands gut prüfbar – über Flächenlasten, Kräfte und Momente behandeln lässt, also wie eine übliche äußere Einwirkung. Die Umlenkkräftemethode bietet sich gerade bei Berechnungen mithilfe der Finite-Elemente Methode an. Bemessung und Konstruktion erfolgen nach aktuell gültigen Europäischen Normengrundlagen von DIN EN 1992 (Teile 1-1 bei Hochbauten bzw. 2 für Betonbrücken) mit zugehörigen Nationalen Anhängen für Deutschland (NA). Darin ist die Vorspannung eingebettet in die grundsätzlichen Regelungen des Stahlbetonbaus mit zusätzlichen Vorschriften zu Material, dem Bemessungsrahmen und der konstruktiven Durchbildung. Wichtig sind die Weiterentwicklungen im Bereich der Ermüdung und der Verankerung über Verbund, die ausführlich dargestellt sind.

Bei Umbauten, Verstärkungen oder Rückbauten sind externe oder interne Spannglieder nachträglich an Stellen zu verankern, die planmäßig nicht dafür vorgesehen sind. Zu den verschiedenen technischen Möglichkeiten von Anker- und Umlenkkörpern sowie Verbund- oder Klemmverankerungen wird der Stand der bisherigen Entwicklungen und Ausführungen dargestellt. Typische Beispiele sind Verstärkungen oder ingenieurtechnisch durchplante Rückbauten von Brücken, die aktuell im Rahmen von Ertüchtigungen bzw. Ersatzneubauten verstärkt ausgeführt werden.

Der Spannbetonbau blickt auf eine lange Tradition zurück. Er hat anfängliche technische Schwierigkeiten überwinden können und sich als robuste und wirtschaftliche Bauweise etabliert. Die Spannbetonbauweise wird sich in den kommenden Jahren noch weiterentwickeln. Ansatzpunkte bieten innovative Materialien wie Hochleistungsbeton oder aktuelle Forschungsanstrengungen zum Einsatz von Kohlenstofffasern, aber auch Bauweisen in Neubau, Verstärkung und im vorab planmäßig vorgesehenen Rückbau.

12 Literatur

- [1] Albert, A.; Denk, H.; Lubasch, P.; Nitsch, A.: Spannbeton – Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Werner Verlag: Köln, 2. Aufl., 2013.
- [2] Avak, R.; Meiss, K.: Spannbetonbau: Theorie, Praxis, Berechnungsbeispiele nach Eurocode 2. Bauwerk BBB Beuth, 2015.
- [3] BAB A671: Ersatzneubau Unterführung B263, Kreisel Amöneburg. <http://www.kuk.de/content/pro/2010-0202/2010-0202-d.pdf> (letzter Aufruf: 18.06.2016).

- [4] Bronstein, I. N.; Semendjajew, K. A.: Taschenbuch der Mathematik. Verlag Harri Deutsch, 2000.
- [5] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2015. Eigenverlag, Berlin.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011.
- [7] Clormann, U. H.; Seeger, T.: Rainflow-HCM – Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. Stahlbau 55 (1986) Heft 3, S. 65–71.
- [8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), DAfStb Heft 600. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [9] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, DAfStb Heft 614. Beuth Verlag, Berlin, 2016.
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, DAfStb Heft 240. Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [11] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Walter, R.; Utescher, G.; Schreck, D.: Vorausbestimmung der Spannkraftverluste infolge Dehnungsbehinderung, DAfStb Heft 282, Beuth Verlag, Berlin, 1977.
- [12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Stahlfaserbeton. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [13] DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [14] DIN EN 1090-2:2011-10: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken, Deutsche Fassung. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [15] DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [16] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [17] DIN EN 1991-1-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [18] DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [19] DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [20] DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [21] DIN EN 1991-1-6:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung. DIN, Beuth-Verlag, Berlin, 2010.
- [22] DIN EN 1991-1-7:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [23] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [24] DIN EN 1991-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [25] DIN EN 1991-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [26] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [27] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [28] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [29] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [30] DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [31] Duddeck, H.; Ahrens, H.: Statik der Stabtragwerke. Beton-Kalender 1982, Teil 1, S. 581–824. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1982.
- [32] Dutulescu, E.: Zur Ermittlung der Beton- und Stahlspannungen, Beton- und Stahlbetonbau, 99 (2004), Heft 5, S. 388–400.
- [33] Ehmann, S.; Morgen, K.; Ruckenbrod, C.: Silos. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2016, Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- [34] Ehmann, S.; Timm, G.: Einwirkungen im Industriebau. In: Bergmeister, K.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2006, Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [35] European Organisation for Technical Approvals (EOTA): ETAG 013: Guideline for European Technical Approval of Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures. 2002.

- [36] European Organisation for Technical Assessment (EOTA): EAD DP 14-16-0004-03.01: Post-tensioning kits for prestressing of structures. 2016.
- [37] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland, DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang, Kommentierte Fassung. Beuth Verlag und Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- [38] Fischer, O.: Anwendung innovativer Technologien bei der Verstärkung und Sanierung von Brückenbauwerken – Konzepte, Umsetzung, Ausführungsbeispiele. In: Innovationen im Bauwesen – Neue Entwicklungen im Brückenbau, S. 57–69. Bauwerk Verlag, 2004.
- [39] Fischer, O.; Blaschko, M.: Internationaler Brückenbau – dargestellt anhand aktueller Ausführungsbeispiele der Bilfinger Berger AG; Dresdner Brückenbausymposium (Nr. 14), S. 67–81, 2004.
- [40] Fischer, O.; Genetzke, C.; Reinhard, T.: Taktschiebebrücken in Mischbauweise am Beispiel der Talbrücke Scherenbusch. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 4, S. 209–216.
- [41] Fischer, O.; Henke, M.; Weiher, H.; Hock, S.: Innovative Hybridverankerungen von Zuggliedern aus ultra-hochfesten Betonen und Stahl oder faserverstärkten Kunststoffen; Forschungsbericht F 2913, Forschungsinitiative Zukunft Bau. Fraunhofer IRB, Stuttgart, 2014.
- [42] Forstlechner, F.X.; Freytag, B.; Peters, S.: Spannbett-Vorspannung dünner Carbonbeton-Platten. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 6, S. 419–428.
- [43] Fritz Leonhardt: Spannbetonbau für die Praxis. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [44] Fust, Ch.; Wolff, M.; Mark, P.; Borowski, M.: Nachträgliche Verankerung von Querspanngliedern – Klemmverankerungen zum Ersatzneubau der Deelbögenbrücke, Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 3, S. 136–145.
- [45] Geißler, K.: Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung. Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [46] Geßner, S.; Hegger, J.: Anchorage of Pretensioned Elements under Cyclic Loading. In: Proc. 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Québec, Canada, 21.07.–23.07.2014, pp. 553–558, 2014.
- [47] Geßner, S.; Henne, M.: Bond Behavior of Indented Wires in Pretensioning. In Proc. CD of 2016 PCI Convention and National Bridge Conference, Nashville, USA, 01.03.–05.03.2016.
- [48] Großmann, F.; Timm, G.; Benning, H.-H.: Einwirkungen auf Brücken. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2010. Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- [49] Grote, J.; Marrey, B.: La précontrainte et L'Europe – Der Spannbeton und Europa – Prestressing and Europe; Édition du Linteau, Paris, 2000 (Bezug über Jupp Grote, Grasbrunn).
- [50] Grübl, P.; Weigler, K.; Karl, S.; Kupfer, H. (Hrsg.): Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften; 2. Aufl. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [51] Hartz, U.: Anwendung von ETAG 013: Spannverfahren für das Vorspannen von Tragwerken – ein Erfahrungsbericht. DIBt Mitteilungen 6, S. 182–187, 2005.
- [52] Haveresch, K.-H.: Neue Mischbauweise mit Interner Vorspannung ohne Verbund – Pilotprojekt Mühlenbergbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 11, S. 886–894.
- [53] Haveresch, K.-H.; Maurer, R.: Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken, In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. & Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin, S. 679–818.
- [54] Hegger, J.; Abel, M.: Kunststoffhüllrohre für Spannglieder mit nachträglichem Verbund – Versuche und Bemessungsempfehlungen. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 1, S. 6–13.
- [55] Hegger, J.; Roggendorf, T.; Goralski, C.; Roeser, W.: Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen. Sachstandsbericht des DIBt, Institutsberichts-Nr. 266/2011 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2012.
- [56] Hegger, J.; Will, N.; Geßner, S.: Rissbreitenbegrenzung und Zwang. In: Stahlbeton aktuell 2015, Beuth Verlag, Berlin, 2015.
- [57] Hegger, J.; Will, N.; Geßner, S.: Spannbetonbau nach DIN 1992-1-1. In: Goris, A.; Hegger, J.; Mark, P.: Stahlbetonbau aktuell 2014, Beuth, Berlin, 2013.
- [58] Hochreither, H.: Bemessungsregeln für teilweise vorgespannte, biegebeanspruchte Betonkonstruktionen – Begründung und Auswirkung. Dissertation, TU München, 1982.
- [59] Holschemacher, K.; Dehn, F.; Klug, Y.: Grundlagen des Faserbetons. Beton-Kalender 2011, Teil 2, S. 21–88. Ernst & Sohn, Berlin, 2011.
- [60] Holst, R.; Holst, K.-H.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton – Entwurf, Konstruktion und Berechnung. Ernst & Sohn, Berlin, 6. Aufl., 2014.
- [61] International Federation for Structural Concrete (fib): Model Code for Concrete Structures 2010.
- [62] Kollegger, J.; Bergmeister, K.; Gaubinger, B.: Spannglieder und Vorspannsysteme. Beton-Kalender 2004, Teil 1, S. 213–246. Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [63] Krüger, W.: Anwendung der Theorie des elastisch-kriechenden Körpers im linearen und nichtlinearen Bereich bei der Bestimmung der zeitabhängigen Spannungen und Verformungen einachsiger beanspruchter Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitte. Dissertation, Wismar, 1983.
- [64] Krüger, W.; Mertزشch, O.: Spannbetonbau-Praxis nach Eurocode 2 – Mit Berechnungsbeispielen, 3. Aufl. Bauwerk BBB Beuth, 2012.
- [65] Kuo, S. M.; Morgan, D. R.: Active Noise Control Systems – Algorithms and DSP Implementations. Wiley, New York, 1996.

- [66] Kupfer, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen – einschließlich teilweiser Vorspannung. Beton-Kalender 1984, Teil 1, S. 847–949, 1984.
- [67] Kupfer, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen – einschließlich teilweiser Vorspannung. In: Beton-Kalender 1991, Teil 1. Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- [68] Laugesen, A.; Schmidt-Thró, G.; Fischer, O.; Bußler, H.: Auswirkung von Lageabweichungen bei der Verwendung der freien Spannliedlage – Ansatz der Vorspannkraft im GZT. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 9, S. 580–588.
- [69] Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis, 3. Auflage. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [70] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. Beton-Kalender 1995, Teil 1, S. 519–727, 1995.
- [71] Mark, P.: Spannbewehrung zur Abfangung hoher Einzellasten in Flachdecken aus Beton. Bautechnik 78 (2001), Heft 4, S. 315–317.
- [72] Marx, S.; Grünberg, J.; Hansen, M.; Schneider, S.: Über den Stand der Forschung zu Grenzzuständen der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton. Sachstandsbericht des DAFStb, Schlussbericht zum Forschungsvorhaben V474, Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover, 2013.
- [73] Marzahn, G.; Hegger, J.; Maurer, R. et al.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. & Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin, S. 819–904.
- [74] Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K. et al.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2013, Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [75] Maurer, R., Haveresch, K.-H., Frass, S.: Brückenbau nach Eurocode 2. In: Stahlbetonbau Praxishandbuch 2013, Beuth Verlag, Berlin.
- [76] Mehlhorn, G.: Handbuch Brücken, Aufl. 2. Springer Verlag, Berlin, 2010.
- [77] Michler, H.; Scheerer, S.: Vorspannen mit Carbonfäden; <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/TRC-C3/grundlagenforschung/Vorspannen>.
- [78] Miner, M.A.: Cumulative damage in fatigue. In: Journal of applied mechanics. 12, Nr. 3, S. 159–164, 1945.
- [79] Möhler, K.; Herröder, W.: Ermittlung von oberen und unteren Reibungsbeiwertgrenzen für den Gleitsicherheitsnachweis bei Traggerüsten (DIN 4421). Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Technische Universität Karlsruhe, Dokumentationsstelle für Bautechnik in der Fraunhofer Gesellschaft Nr. 2601.
- [80] Nelson, P.A.; Elliott, S.J.: Active Control of Sound. Academic Press, London 1992.
- [81] Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton, Dissertation RWTH Aachen, 2001.
- [82] Novák, B.; Boros, V.; Hauck, C.-D. et al.: Aufzugnachrüstung Österreicher Platz – ein Beispiel für die Herausforderungen beim Bauen im Bestand. Bautechnik 93 (2016), Heft 7, S. 490–496.
- [83] Novák, B.; Lippert, P.: Einwirkungen auf Brücken nach den Eurocodes. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2015, Ernst & Sohn, Berlin, 2015.
- [84] Novak, B.; Pelke, E.; Boros, V. et al.: Endverankerungen bei Ertüchtigung von Brücken mit externer Vorspannung. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 2, S. 138–154.
- [85] Novák, B.; Sasmal, S.; Röhm, C. et al.: Zum nachträglichen Kürzen und Verankern von glatten Spanngliedern im Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 8, S. 522–529.
- [86] Nowak, D.: Zur Eintragung der planmäßigen Vorspannkraft in Brückentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Spanngliedreibung. Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau IMB, RWTH Aachen, Schriftenreihe des IMB, Heft 8, 1999.
- [87] Nussbaumer, A.; Günther H.-P.: Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3. In: Stahlbau-Kalender 2006.
- [88] Oosterlee, C.; Brühwiler, E.; Denarié, E.: Tragverhalten von Verbundbauteilen aus unbewehrtem UHFB und Stahlbeton. Beton und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 8, S. 462–470.
- [89] ONR 24008: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. 2006.
- [90] Palmgren, A.: Die Lebensdauer von Kugellagern. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure (VDI) 68, S. 339–341, 1924.
- [91] Ponzel, U.; Grebe, B.; Eisler, R.: Verstärken von Spannbetonbrücken mit externen Spanngliedern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), S1, S. 57–61.
- [92] Ponzio, F.; Meier, F.; Toller, L.: Schonende Kopplungsfugenverstärkung mit CFK-Lamellen. Schweizer Bauzeitung, Tech 21, 14/2015, S. 14–15.
- [93] Popov, V.L.: Kontaktmechanik und Reibung. Springer Verlag, Berlin Heidelberg, 2009.
- [94] Rombach, G.: Spannbetonbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2. Aufl., 2010.
- [95] Rossner, W.; Graubner, C.-A.: Spannbetonbauwerke Teil 4: Bemessungsbeispiele nach Eurocode 2. Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- [96] Russwurm, D.: Betonstähle für den Stahlbetonbau – Eigenschaften und Verwendung. Bauverlag, Wiesbaden, Berlin, 1993.
- [97] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Beton-Kalender 1998, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin, S. 721–895, 1998.
- [98] Schlüter, F.-H.; Baur, M.; Cüppers, H. et al.: Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken unter Erdbebenbeanspruchung. In: Bergmeister, K.;

- Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2008, Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [99] Schnellenbach-Held, M.; Peeters, M.; Scheerbaum, F.: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B 75. Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven, 2010.
- [100] Schnellenbach-Held, M.; Welsch, T.; Fickler, S. et al.: Verstärkungen älterer Beton- und Spannbetonbrücken – Erfahrungssammlung Dokumentation 2016, Forschungsbericht BAST: FE 15.0570/2012/NRB, 2016 (<http://www.bast.de>).
- [101] Standfuß, F.; Abel, M.; Haveresch, K.-H.: Erläuterungen zur Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern. Beton- und Stahlbetonbau 93, Heft 9, S. 264–272, 1998.
- [102] Thomsing, M.: Spannbeton – Grundlagen, Berechnungsverfahren, Beispiele. Teubner Verlag, Stuttgart, 3. Aufl., 2002.
- [103] Tue, N. V.; Küchler, M.; Ma, J. et al.: Verankerung von Spanngliedern beim Teilrückbau vorgespannter Bauwerke – eine Innovation aus UHFB. Bautechnik 84 (2007), Heft 11, S. 762–768.
- [104] Tue, N. V.; Reichel, M.; Fischer, M.: Berechnung und Bemessung von Betonbrücken. Ernst & Sohn, Berlin, 2015.
- [105] Verein Deutscher Ingenieure e. V.: VDI 2700 Blatt 14:2011-09: Ladungssicherung auf Straßenfahrzeugen – Ermittlung von Reibbeiwerten. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [106] Welsch, T.; Reifen, K.; Schnellenbach-Held, M. et al.: Praxiserfahrungen zum Verstärken von Betonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 4, S. 241–252.
- [107] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2 – Beton, Mauerwerk. Bauverlag, Wiesbaden, Berlin, 1993.
- [108] Zerna, W.; Stangenberg, F.: Spannbetonträger – Theorie und Berechnungsgrundlagen. Springer, Berlin, 1987.
- [109] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau, 2. Auflage. Springer, Berlin, Heidelberg, 2010.
- [110] Zimmermann, W.; Sparowitz, L.: Vorgespannte Fertigteile aus Ultrahochfestem Faserbeton – Segmentklappverfahren am Beispiel der Wildbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 3, S. 192–200.