

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung

Abteilung Straßenbau

**Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden
(Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion)**

Diese Handlungsanweisung wurde durch die Arbeitsgruppe „Spannungsrisskorrosion“ erstellt:

| | |
|--------------------------|--|
| Gero Marzahn (Obmann) | Landesbetrieb Straßenbau NRW; Gelsenkirchen |
| Volkhard Angelmaier | Leonhardt, Andrä und Partner; Stuttgart |
| Willibald Beul | Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, Ref. Korrosion, Korrosionsschutz; Stuttgart |
| Rainer Ehmann | Bundesanstalt für Wasserbau; Karlsruhe |
| Reinhold Frenzl | Regierungspräsidium Stuttgart; Stuttgart |
| Günter Garthof | Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr; Hannover |
| Torsten Hampel | Technische Universität Dresden; Dresden |
| Dirk Krüger | Landesbetrieb Straßenbau NRW; Gelsenkirchen |
| Jan Lingemann | Technische Universität München; München |
| Reinhard Maurer | Technische Universität Dortmund; Dortmund |
| Wolf-Michael Nitzsche | Oberste Baubehörde im bayerischen Staatsministerium des Innern; München |
| Michael Raupach | Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Institut für Bauforschung; Aachen |
| Udo Schölch | Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen; Wiesbaden |
| Josef Steiner | Ingenieurgruppe Bauen; Mannheim |
| Tilman Zichner | König und Heunisch Planungsgesellschaft; Frankfurt/Main |
| Konrad Zilch | Technische Universität München; München |

| Inhaltsverzeichnis | | Seite |
|---------------------------|---|--------------|
| 1 | Phänomen Spannungsrisskorrosion | 5 |
| 2 | Veranlassung zur Überarbeitung der ursprünglichen Empfehlungen | 6 |
| 3 | Grundlagen zur Überprüfung des Ankündigungsverhaltens | 7 |
| 3.1 | Vorgehensweise | 7 |
| 3.2 | Nachweisschritte | 8 |
| 4 | Vorgaben zu den Einwirkungen | 9 |
| 4.1 | Verkehr | 9 |
| 4.2 | Linearer Temperaturunterschied | 9 |
| 4.3 | Häufige Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur | 10 |
| 4.4 | Statisch unbestimmte Biegemomente infolge Vorspannung | 10 |
| 4.5 | Stützensenkung | 10 |
| 5 | Vorgaben zu den Tragwiderständen | 10 |
| 5.1 | Mechanische Kennwerte von Beton | 10 |
| 5.2 | Rechnerische Streckgrenze für Betonstahl | 11 |
| 5.3 | Rechnerische Streckgrenze für Spannstahl | 12 |
| 5.4 | Begrenzung der Dehnung für Beton- und Spannstahl | 13 |
| 6 | Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene | 14 |
| 6.1 | Annahmen und Voraussetzungen für die Untersuchung des Ankündigungsverhaltens | 14 |
| 6.2 | Bestimmung der Restspannstahlfläche zum Zeitpunkt der Rissbildung | 15 |
| 6.3 | Bestimmung der Restsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung | 17 |
| 6.4 | Weitergehende Möglichkeiten zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens | 18 |
| 6.4.1 | Allgemeines | 18 |
| 6.4.2 | Tragsysteme mit Umlagerungsmöglichkeit | 18 |
| 6.4.3 | Tragsysteme ohne Umlagerungsmöglichkeit | 19 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 7 | Stochastischer Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene | 20 |
| 7.1 | Hintergründe des stochastischen Verfahrens | 20 |
| 7.2 | Annahmen für das vereinfachte Verfahren | 21 |
| 7.3 | Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens | 21 |
| 7.4 | Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung | 22 |
| 7.5 | Schwellenwert der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung | 25 |
| 8 | Prüfanweisung | 25 |
| 9 | Regeln für die Bauwerksprüfung nach DIN 1076 für Bauwerke mit ausreichendem Ankündigungsverhalten | 26 |
| 9.1 | Allgemeines | 26 |
| 9.2 | Vorgehensweise bei nicht gerissenen Querschnitten | 26 |
| 9.3 | Vorgehensweise bei gerissenen Querschnitten | 27 |
| 10 | Empfehlungen für weiterführende Maßnahmen an Bauwerken ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten | 28 |

| Anlagenverzeichnis | | Seite |
|---------------------------|--|--------------|
| Anlage 1 | Rechnerische Untersuchung des Ankündigungsverhaltens | 31 |
| Anlage 2.1 | Empfehlung zur Priorisierung für die rechnerische Überprüfung von Bauwerken | 33 |
| Anlage 2.2 | Empfehlung zur Priorisierung für die Umsetzung baulicher Maßnahmen bei Bauwerken ohne Vorankündigung | 35 |
| Anlage 3 | Überprüfungsschema | 37 |
| Anlage 4 | Weiterführende Untersuchungen zum Zustand des Spannstahls | 39 |
| Anlage 5 | Anwendungsbeispiel für das stochastische Verfahren | 43 |
| Anlage 6 | Hinweise und Erläuterungen zur Handlungsanweisung | 47 |

1 Phänomen Spannungsrisskorrosion

Unter Spannungsrisskorrosion (SpRK) versteht man eine chemische und/oder elektrochemische Korrosion eines Werkstoffes unter gleichzeitiger Einwirkung eines Korrosionsmediums und einer statischen Zugbeanspruchung. SpRK läuft meist unerkannt ab und kann bei für diese Korrosionsart empfindlichen Spannstählen zu einer Werkstoffzerstörung führen. Das Versagensbild ist i.d.R. ein plötzlicher und verformungsarmer Bruch der beanspruchten Stähle zumeist ohne eine mit bloßem Auge sichtbare Korrosionsausbildung. Hochfeste vergütete Stähle mit Bruchfestigkeiten oberhalb 1.700 N/mm² sind besonders gefährdet. Dies gilt auch dann, wenn durch Korrosion vorgeschädigte Spannglieder ordnungsgemäß verpresst sind.

Bei hochfesten Stählen ist SpRK in der Regel wasserstoffinduziert, was auf eine materialversprödende Wirkung von absorptionsfähigem atomarem Wasserstoff zurückzuführen ist.

Nach derzeitiger Erkenntnis sind einzelne Chargen von vergüteten Spannstählen älterer Produktion besonders gefährdet. Dazu gehören:

- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Felten & Guillaume Carlswerke AG, Handelsname Neptun, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet;
- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG, Handelsname Sigma, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet (rund oder oval), Produktionszeitraum bis 1978 gefährdet (nur oval).

Die aufgeführten „stark gefährdeten“ Stähle, die bis 1965 hergestellt wurden, sind auf Kohlenstoffbasis vergütet (so genannter „älterer Typ“); nach 1965 wurde der Kohlenstoffgehalt reduziert und der Chromgehalt zwecks besserer Durchvergütung erhöht (so genannter „neuerer Typ“).

- Vergüteter Hennigsdorfer Spannstahl St 140/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf (ehemals DDR); Vergütungsprozess durch Ölschlussvergütung oder Hochtemperatur-Thermo-Mechanische Behandlung (HTMB-Stähle), Produktionszeitraum bis 1993 stark gefährdet. Obwohl ca. 1980 eine Produktionsumstellung erfolgte, um das Verhalten der Stähle gegenüber Spannungsrisskorrosion zu verbessern, wird der Hennigsdorfer Spannstahl bis zum Produktionsende 1993 als stark gefährdet angesehen, solange keine gesicherten Informationen über eine Nichtgefährdung vorliegen.

Brücken, in die der gefährdete Spannstahl eingebaut wurde, können in sich ein Risiko bergen, sofern sich der Versagenszustand des Tragwerks nicht rechtzeitig an-

kündigt und spontan eintreten kann. Mit einem rechnerischen Nachweis zum Ankündigungsverhalten nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium lässt sich das Versagensrisiko eines Bauwerks beurteilen. Ein ausreichendes Ankündigungsverhalten und damit eine Risikominimierung ist gegeben, wenn sich bereits frühzeitig und unter Gebrauchslasten eine deutlich erkennbare Rissbildung einstellt, noch bevor unter voller Verkehrsbeanspruchung die Tragsicherheit auf ein unzulässig niedriges Niveau fällt.

2 Veranlassung zur Überarbeitung der ursprünglichen Empfehlungen

Bei bestehenden Bauwerken früheren Herstelldatums, die durch die Verwendung eines gegenüber Spannungsrisskorrosion empfindlichen Spannstahls gemäß Kapitel 1 gekennzeichnet sind, muss eine Beurteilung des Gefährdungspotenzials erfolgen, um in jedem Falle das Risiko eines möglichen und plötzlichen Versagens einzugrenzen zu können.

Dazu wurde ein Überprüfungskonzept zur Gewährleistung der Sicherheit von möglicherweise betroffenen Brückenbauwerken erarbeitet, welches 1993 als „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“ den Straßenbauverwaltungen und den Ingenieurbüros zur Verfügung gestellt wurde.

Die Empfehlungen beinhalteten eine rechnerische Untersuchung zum Ankündigungsverhalten des Bruchzustandes. Im Falle eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens war ein duktiler Bruchzustand sichergestellt und es brauchten keine weiteren baulichen Maßnahmen zur Vermeidung eines Sprödbruchs eingeleitet zu werden. War ein Ankündigungsverhalten nicht nachweisbar, waren Untersuchungen am Bauwerk vorgeschrieben, um die Gefahr von Spannungsrisskorrosion anhand von entnommenen Materialproben einzugrenzen.

Basierend auf der Modellbildung zur Nachrechnung des Ankündigungsverhaltens mussten in einzelnen Nachweisschnitten nicht selten große Mengen an Vorspannkraft – z.T. die gesamte Vorspannkraft – ausfallen, um infolge der geringen einwirkenden Schnittgrößen eine Rissbildung zu erzeugen. Zum Teil wurde die Betonzugfestigkeit durch diesen Ansatz nicht einmal erreicht. Die verbleibende Restspannstahlfläche zusammen mit der Querschnittsfläche der ohnehin spärlich eingelegten Betonstahlbewehrung war dann so klein, dass oftmals keine ausreichende Restsicherheit mehr nachweisbar war.

Der rechnerisch sich ergebende hohe Spannkraftausfall stand im Widerspruch zu praktischen Erfahrungen, sodass in der Auslegung der Rechenergebnisse zum Ankündigungsverhalten großzügiger Interpretationsspielraum gegeben und auch erforderlich war.

Ähnliche Auswirkungen entstanden durch Variationen der Eingangsdaten zur Verkehrsbeanspruchung sowie durch unterschiedliche Berücksichtigung der statisch

unbestimmten Vorspannmomente oder der Temperatureinwirkung. Die Nachweise waren nicht konsistent und die Vergleichbarkeit der Ergebnisse war nicht durchgängig gewährleistet, sodass die Entscheidungsgrundlage zum weiteren Vorgehen stets individuell geprägt war.

Inzwischen liegen umfangreiche Erfahrungen in der rechnerischen Untersuchung des Ankündigungsverhaltens vor, sodass eine Überarbeitung der empfohlenen Vorgehensweise geboten ist. Insbesondere vor dem Hintergrund, dass die heute üblichen Rechenmodelle genauere Analysen ermöglichen, lassen sich ggf. bisher ungenutzte Systemreserven mobilisieren.

Die seinerzeit obligatorische Untersuchung am Bauwerk bei Brücken ohne ausreichendes rechnerisches Ankündigungsverhalten stellt aus heutiger Sicht unter Berücksichtigung steigenden Verkehrsaufkommens lediglich eine von mehreren Optionen dar und sollte mit Rücksicht auf den Bauwerkszustand restriktiv gehandhabt werden. Insbesondere ist zu bedenken, dass dem Bauwerk durch Spannstahtnahmen u.U. weitere Schäden zugefügt werden, welche die Tragfähigkeit reduzieren können.

Neu in den Überlegungen zum Umgang mit älteren Bauwerken ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten ist die Bewertung und ggf. Wichtung der Bauwerksbedeutung für die Verkehrsinfrastruktur eingegangen, sodass ggf. Verstärkungsmaßnahmen oder Ersatzneubauten an Wirtschaftlichkeit gewinnen und entsprechend der Dringlichkeit durchgeführt werden können. Somit erstreckt sich die zu betrachtende Bandbreite der Möglichkeiten im weiteren Umgang mit den Bauwerken von Vorortuntersuchungen am Bauwerk über dauerhafte Entlastungen oder Verstärkungen bis hin zu Ersatzneubauten, wenn ein funktionstüchtiges Straßennetz es erfordert.

Die Überarbeitung der „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, SpRK-gefährdetem Spannstaht erstellt wurden“ schafft eine verbesserte und einheitliche Grundlage zur Nachrechnung, gewährleistet somit eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse und bildet eine bundesweit einheitliche Basis für notwendige Entscheidungen zum weiteren Umgang mit betroffenen Bauwerken.

Zur Darstellung einer verbindlicheren Anwendung werden die Regeln als Handlungsanweisung verabschiedet und eingeführt.

3 Grundlagen zur Überprüfung des Ankündigungsverhaltens

3.1 Vorgehensweise

Viele ältere Brücken im derzeitigen Straßennetz wurden mit SpRK-gefährdetem Spannstaht hergestellt. Der Anteil dieser Bauwerke ist bedeutend, weil zu jener Zeit der Autobahnausbau erheblich vorangetrieben wurde.

Weil die Gefahr eines spröden Spannstahlbruches prinzipiell an keinem Bauwerk, welches den gefährdeten Spannstahl enthält, von vornherein ausgeschlossen werden kann, muss der Nachweis des Ankündigungsverhaltens für jedes in Frage stehende Bauwerk durchgeführt werden. Die rechnerische Untersuchung ggf. betroffener Bauwerke ist nach der als Anlage 1 beigefügten Übersicht unter Beachtung der nachfolgenden Erläuterungen durchzuführen. Dabei wird zur Abschätzung der Querschnittstragfähigkeit in erster Annäherung vorausgesetzt, dass die Spannglieder ordnungsgemäß verpresst worden sind.

Es empfiehlt sich, eine Empfindlichkeitsanalyse des vorliegenden Systems durchzuführen und die Bauwerke entsprechend ihrer Dringlichkeit zu ordnen. Anlage 2.1 liefert Kriterien zur prinzipiellen Einteilung der Bauwerke in Gefährdungsklassen und zur Priorisierung in der rechnerischen Handhabung. Dabei wird neben dem allgemeinen Bauwerkszustand auch berücksichtigt, ob Möglichkeiten für eine Schnittgrößenumlagerung bestehen, um somit gefährdete Bereiche entlasten zu können.

Anlage 2.2 beinhaltet eine Hilfestellung für die Priorisierung baulicher Maßnahmen, sofern eine ausreichende Vorankündigung rechnerisch nicht nachgewiesen werden kann. In Anlage 3 ist das Überprüfungsschema in Gänze dargestellt.

3.2 Nachweisschritte

Grundidee der Untersuchung zum Ankündigungsverhalten ist es, rechnerisch zu überprüfen, ob sich ein sukzessiver Spannstahlausfall durch Rissbildung am Bauwerk anzeigt und sich somit ein drohender Biegebruch rechtzeitig ankündigt (Riss vor Bruch), oder ob der Spannstahlausfall unmerklich so lange fortschreitet und die örtliche Tragfähigkeit abmindert, bis sich ein Biegebruch plötzlich und unangekündigt einstellen kann.

Ausgehend von der im betrachteten Querschnitt vorhandenen Gesamtspannstahlfläche A_Z ist für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens diejenige Spannstahlfläche $A_{Z,Ausfall}$ zu berechnen, bei deren Ausfall unter häufigen Einwirkungen aus Eigengewicht, Ausbaulasten sowie Verkehr und Temperatur die rechnerische Betonzugfestigkeit überschritten ist. Der Tragwiderstand des Querschnitts wird damit sukzessive reduziert, um eine auffällige Rissbildung bereits unter Gebrauchslasten zu erzeugen. Im Querschnitt verbleibt eine Restspannstahlfläche $A_{Z,r}$.

Die Restspannstahlfläche $A_{Z,r}$ in einem Querschnitt ergibt sich allgemein zu

$$A_{Z,r} = A_Z - A_{Z,Ausfall} \quad (1)$$

Dabei sind

A_Z Gesamtspannstahlfläche;

$A_{Z,Ausfall}$ ausgefallene Spannstahlfläche;

$A_{Z,r}$ Restspannstahlfläche.

Eine ausreichende Vorankündigung ist dann gegeben, wenn unter Anrechnung der Traganteile aus Restspannstahlfläche $A_{z,r}$ und der im Querschnitt vorhandenen Betonstahlfläche A_S im Nachweis der Restsicherheit ein erforderliches Sicherheitsniveau nicht unterschritten wird.

Damit ist klargestellt, dass der Nachweis des Ankündigungsverhaltens zwei wesentliche Schritte umfasst:

- 1) Ermittlung der Restspannstahlfläche, mit der unter häufigen Einwirkungen aus ständigen und veränderlichen Einflüssen (häufige Einwirkungskombination gemäß dieser Handlungsanweisung) gerade die Betonzugfestigkeit überschritten wird und rechnerisch eine Rissbildung einsetzt.
- 2) Ermittlung der Restsicherheit bezogen auf die Verkehrseinwirkung, die der Querschnitt unter Vollast (seltene Einwirkungskombination gemäß dieser Handlungsanweisung) und unter Mitwirkung der Traganteile der unter Punkt 1) errechneten Restspannstahlfläche sowie des im Querschnitt vorhandenen Betonstahlquerschnitts aufweist.

Der eingebaute Betonstahl begünstigt das Ankündigungsverhalten maßgeblich, weil der Betonstahl in entscheidendem Maße zur Restsicherheit und damit zur Tragwerksrobustheit beitragen kann. Aus heutiger Sicht wurde jedoch in den Brücken der 1960-er und 1970-er Jahre deutlich zu wenig Betonstahl eingebaut.

4 Vorgaben zu den Einwirkungen

4.1 Verkehr

Für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens ist jenes Verkehrslastmodell nach DIN 1072 zu berücksichtigen, welches der Ausführungsstatik bzw. der letzten Einstufungsberechnung zu Grunde lag. Im Regelfall wird dies das Lastmodell für die Brückenklasse 60 (BK60) unter Berücksichtigung des Schwingbeiwerts ϕ sein.

Für den Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens im Rahmen von Verstärkungsmaßnahmen sind ggf. andere Verkehrslastmodelle zu vereinbaren.

4.2 Linearer Temperaturunterschied

Ein linearer Temperaturunterschied (ΔT) ist für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens einzurechnen. Als linearer Temperaturunterschied zwischen der Ober- und Unterseite ist in Analogie zu DIN 1072 anzusetzen:

- Oberseite wärmer als Unterseite: $\Delta T = 7 \text{ K}$
- Unterseite wärmer als Oberseite: $\Delta T = 3,5 \text{ K}$

Zur Bestimmung der maßgebenden Betonrandzugspannungen an der Bauteilober- bzw. -unterseite wird das zugehörige maßgebende Biegemoment vorzeichenge- recht angesetzt. Die jeweiligen Schnittgrößen sind für den Zustand I zu ermitteln.

4.3 Häufige Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur

Die Ermittlung der Restspannstahlfläche wird unter Gebrauchslasten geführt. Dabei sollen vom Verkehr und der Temperatur nur die häufigen Lastanteile berücksichtigt werden. Als häufige Lastanteile aus Verkehr und Temperatur sind jeweils 50 % der Regellasten anzusetzen:

- Verkehr: $0,5 \cdot p$
- Linearer Temperaturunterschied: $0,5 \cdot \Delta T$

In der Kombination von Verkehr und linearem Temperaturunterschied gilt darüber hinaus keine weitere Abminderung. Die Überlagerungsvorschrift aus DIN 1072, Abs. 4.1.3 ist nicht anzuwenden.

4.4 Statisch unbestimmte Biegemomente infolge Vorspannung

Statisch unbestimmte Biegemomente aus Vorspannung treten nur bei statisch unbestimmten Systemen auf und sind in voller Größe bezogen auf den intakten Vorspannzustand und unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden zu erfassen.

4.5 Stützensenkung

Zwangbeanspruchungen aus unterschiedlicher Stützensenkung infolge Baugrundbewegung dürfen unberücksichtigt bleiben.

5 Vorgaben zu den Tragwiderständen

5.1 Mechanische Kennwerte von Beton

Die für die Ermittlung der Restspannstahlfläche anzusetzende Betonzugfestigkeit β_{bZ} ist für die jeweilige Betongüte der Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Rechenwerte des Betons

| Regelwerk der Bemessung | DIN 4227:1953-10 bzw. TGL 0-4227:1963-05 | | | DIN 4227 Spannbeton- Richtlinie:1973-06 | | |
|-----------------------------------|--|---------------------|---------------------|--|----------------------|----------------------|
| | B 300 ¹⁾ | B 450 ¹⁾ | B 600 ¹⁾ | Bn 350 ²⁾ | Bn 450 ²⁾ | Bn 550 ²⁾ |
| Beton | | | | | | |
| β_R in N/mm ² | 15 | 24 | 33 | 21 | 27 | 33 |
| β_{bZ} in N/mm ² | 2,7 | 2,9 | 3,6 | 2,7 | 3,2 | 3,6 |

1) Bezeichnung bezogen auf Mittelwerte nach DIN 1045: 1950-07 bzw. TGL 0-1045: 1965-04

2) Bezeichnung bezogen auf 5 %-Fraktilwerte nach DIN 1045: 1972-01

Der Nachweis der Restsicherheit ist mit einer Betondruckkraft auf Basis einer rechnerischen Betondruckfestigkeit β_R gemäß Tabelle 1 zu führen. Die Spannungsdeh-

nungslinie ist dabei als Parabel-Rechteck-Funktion nach Bild 1 bzw. in vereinfachter Form als bilineare Funktion nach Bild 2 anzunehmen. Ein gleichwertiger Spannungsblock darf angesetzt werden.

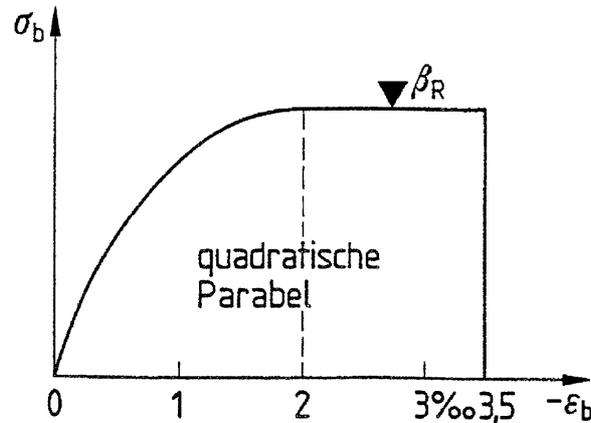


Bild 1 Spannungsdehnungslinie für Beton (Quelle: DIN 4227:1988-12, Bild 6)

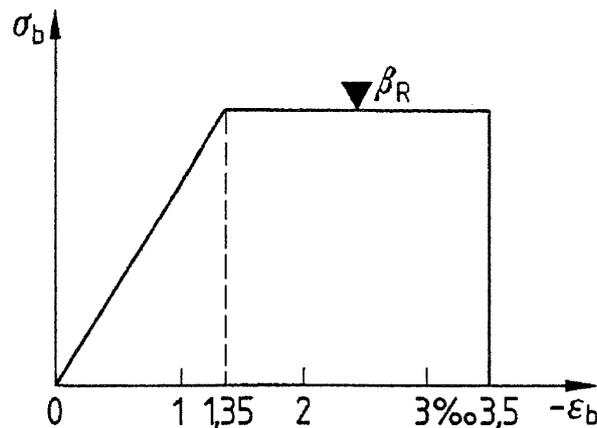


Bild 2 Vereinfachte Spannungsdehnungslinie für Beton (Quelle: DIN 4227:1988-12, Bild 7)

5.2 Rechnerische Streckgrenze für Betonstahl

Für die Bestimmung der Restsicherheit sind für die verwendeten Betonstähle die maximalen Rechenwerte der Streckgrenzen entsprechend Tabelle 2 bzw. Bild 3 einzusetzen.

Tabelle 2: Rechenwerte der Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenzen des Betonstahls

| Betonstahl | Rechenwert der Streckgrenze in N/mm ² |
|-----------------|--|
| BSt I | 242 |
| BSt II a und b | 396 |
| BSt III a und b | 462 |
| BSt IV a und b | 550 |

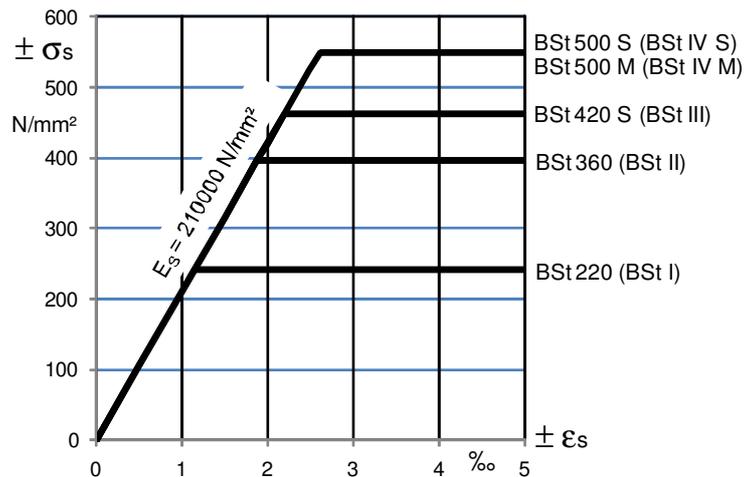


Bild 3 Spannungsdehnungslinie für Betonstahl
(Quelle: DIN 4227:1988-12, Bild 5 abgewandelt)

5.3 Rechnerische Streckgrenze für Spannstahl

Die Spannungsdehnungslinie des Spannstahls ist der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Spannverfahrens zu entnehmen. Der verbleibende Restspannstahlquerschnitt hat bis zur Streckgrenze unveränderte Materialeigenschaften. Ein Anstieg der Spannstahlspannung über die rechnerische Streckgrenze hinaus darf beim Nachweis der Restsicherheit nicht angesetzt werden (Bild 4). Die Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenzen ergeben sich aus Tabelle 3.

Tabelle 3: Rechenwerte der Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenzen des Spannstahls
St 145/160 bzw. des Spannstahls St 140/160

| Spannstahl | Rechenwert der Streckgrenze β_{Sz} bzw. $\beta_{0,2}$ in N/mm ² |
|--------------------------|--|
| Neptun Spannstahl | 1420 |
| Sigma Spannstahl | 1420 |
| Hennigsdorfer Spannstahl | 1370 |

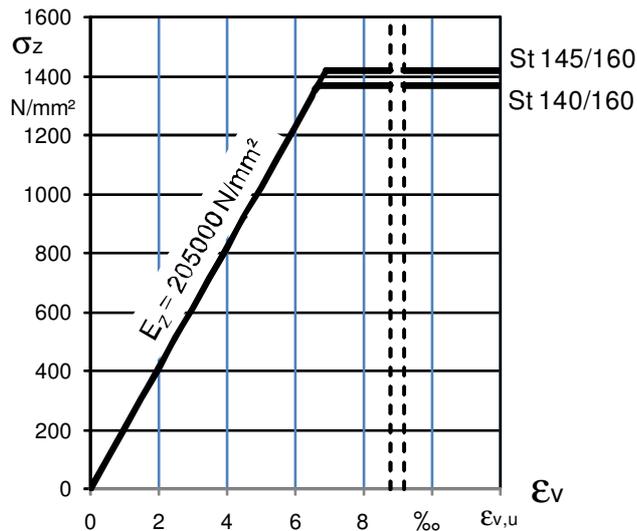


Bild 4 Spannungsdehnungslinie für Spannstahl

5.4 Begrenzung der Dehnung für Beton- und Spannstahl

Im jeweils betrachteten Querschnitt dürfen verschiedene Stahlsorten (z.B. Betonstahl und Spannstahl) entsprechend den jeweiligen Spannungsdehnungslinien gemeinsam in Rechnung gestellt werden.

Dabei darf die Dehnung ε_s des Betonstahls bzw. die Zusatzdehnung des Spannstahls $\varepsilon_v - \varepsilon_v^{(0)}$ in der äußersten, zur Aufnahme der Beanspruchung im rechnerischen Bruchzustand herangezogenen Bewehrungslage 5 ‰ nicht überschreiten (Bild 5).

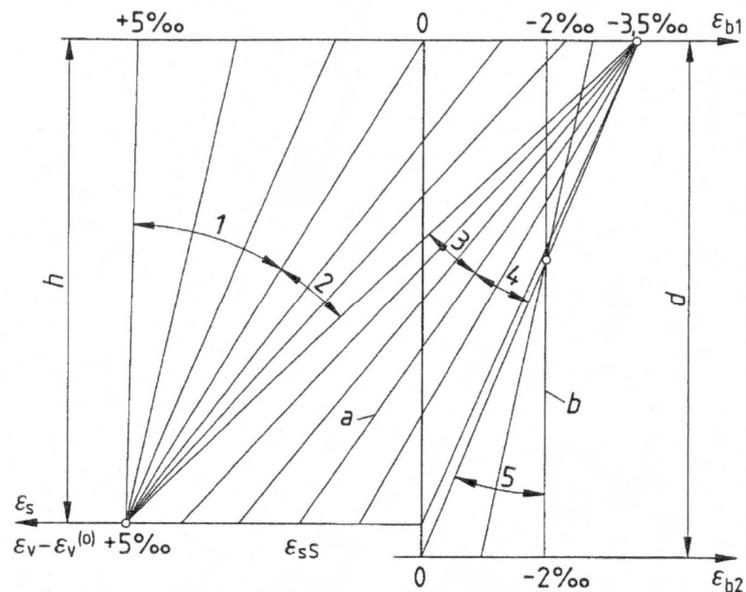


Bild 5 Dehnungsdiagramme (Quelle: DIN 4227:1988-12, Bild 8)

6 Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene

6.1 Annahmen und Voraussetzungen für die Untersuchung des Ankündigungsverhaltens

- (1) Die Schnittgrößen sind am Gesamtsystem ggf. unter Beachtung einer Lastquerverteilung bzw. einer Trägerrostwirkung für den ungerissenen Zustand I zu ermitteln.
- (2) Die Wahrscheinlichkeit einer Spanngliedschädigung infolge Spannungsrissskorrosion ist an jeder Tragwerksstelle theoretisch gleich groß, weshalb die Beurteilung des Ankündigungsverhaltens (Riss vor Bruch) über die Gesamtbauwerkslänge gesehen zu erfolgen hat. Ein Nachweis in den Zehntelpunkten der jeweiligen Einzelfelder wird als ausreichend angesehen.
- (3) An jeder zu untersuchenden Tragwerksstelle ist die Möglichkeit einer lokalen Schädigungskonzentration zu unterstellen. Rechnerisch ist dafür eine lokale Schädigung nur im jeweils betrachteten Nachweisschnitt anzunehmen.
- (4) Bei der Berechnung des reduzierten Tragwiderstands darf ein sukzessiver Ausfall der Gesamtspannstahlfläche ohne Bezug auf eine ganzzahlige Spanngliedanzahl angesetzt werden.
- (5) Die Untersuchung in Längsrichtung ist für einen einzelnen unabhängigen Hauptträger der Brücke durchzuführen. Entsprechend dem nachfolgend angegebenen zu betrachtenden Querschnitt bzw. Teilquerschnitt ergeben sich die rechnerisch zu berücksichtigenden Spann Stahl- und Betonstahlmengen:
 - Ein- und mehrzellige Kastenträger (Hohlkastenquerschnitte) können in der Regel als ein Hauptträger betrachtet werden, sofern die Bedingungen gemäß DIN 1075:1981-04, Abs. 5.3 eingehalten sind. In allen anderen Fällen ist der Anteil der unterschiedlichen Längsspannungen in den Stegen zu berücksichtigen;
 - Bei Brücken mit Plattenbalkenquerschnitten sind in der Regel die einzelnen Stege samt der mitwirkenden Plattenbreiten als separate Hauptträger zu betrachten. Alle jeweils innerhalb des einzelnen Steges vorhandenen Spannglieder dürfen bei der Untersuchung des gedachten Einzelträgers berücksichtigt werden;
 - Bei Brücken mit Voll- bzw. Hohlplattenquerschnitt sind die Schnittgrößen zunächst am Gesamtsystem zu ermitteln. Der Nachweis des Ankündigungsverhaltens erfolgt jedoch an einem bis zu 5 m breiten Plattenstreifen (Ersatzträger), welcher gedanklich aus der Platte parallel zur Tragwerkslängsachse an der Stelle mit maximaler Beanspruchung herausgeschnitten wird. Zur Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen am Ersatzträger sind die Plattenquerschnittgrößen über die Breite des Ersatzstreifens zu integrieren. Alle innerhalb der Breite des Ersatzstreifens liegenden Beton- und Spann Stahlquer-

schnitte dürfen bei der Untersuchung zum Ankündigungsverhalten berücksichtigt werden.

- (6) Die Nachweise des Ankündigungsverhaltens von Tragwerken in Querrichtung sind an den maßgebenden Stellen zu führen: z.B. Kragarm-, Stütz- und Feldbereich. Eine visuelle Detektierbarkeit von Rissen in der Fahrbahnplatte ist i.d.R. nur in Feldmitte unten gegeben (Detektionsbereich). Für Nachweise an nicht einsehbaren Querschnittsstellen sind ggf. geeignete Monitoring-Systeme vorzusehen, um eine Rissbildung rechtzeitig erkennen zu können.
- (7) Die dargestellten Formeln zur Ermittlung der Restspannstahlfläche und Restsicherheit gelten nur für Tragwerke mit reiner Biegebeanspruchung. Für Bauwerke, auf die zusätzlich eine äußere Normalkraft einwirkt, z.B. bei Rahmentragwerken oder bei Einwirkungen aus Erddruck, ist sinngemäß zu verfahren.
- (8) Trotz eines gegebenen rechnerischen Nachweises für ein ausreichendes Ankündigungsverhalten an einem Nachweisquerschnitt kann unabhängig davon ein Ankündigungsverhalten nur vorausgesetzt werden, wenn die betrachteten Querschnittsbereiche einsehbar sind bzw. alternativ über Monitoring-Verfahren kontinuierlich auf Rissbildung kontrolliert werden. Nur dann gelten diese Bereiche als Detektionsbereiche, die gemäß Kapitel 8 zu bewerten sind. Anderenfalls ist zwingend ein nicht ausreichendes Ankündigungsverhalten für diesen Untersuchungsquerschnitt zu unterstellen.
- (9) Sollen im Stützenbereich die Querschnitte als einsehbar bewertet werden, ist der Spannstahlausfall so zu berechnen, dass der Riss im Querschnitt bis Unterkante Fahrbahnplatte reicht, d.h. dass an dieser Stelle β_{bZ} unter Mitwirkung der Stahleinlagen in der gerissenen Querschnittsfläche gerade erreicht ist.
- (10) Es wird vorausgesetzt, dass ein sich unter häufiger Last öffnender Riss in der Regel auch unter ständigen Lasten sichtbar ist und rechtzeitig, z.B. während einer Bauwerksprüfung, erkannt werden kann.

6.2 Bestimmung der Restspannstahlfläche zum Zeitpunkt der Rissbildung

Unter der Annahme eines sukzessiven Ausfalls des Spannstahls muss diejenige Spanngliedfläche $A_{Z,r}$ nach Gleichung (3) bestimmt werden, bei der unter häufigen Einwirkungen gerade die Betonzugfestigkeit β_{bZ} gemäß Tabelle 1 durch Zugspannungen am oberen bzw. unteren Querschnittsrand erreicht wird. Bei Querschnitten mit Wechselbeanspruchung sind sowohl der obere als auch der untere Querschnittsrand zu untersuchen, sofern nicht der maßgebende Querschnittsrand offensichtlich ist:

$$\beta_{bZ} = \sigma_{b,\Delta q} - A_{Z,r} \cdot \varepsilon_{v,\infty}^{(0)} \cdot E_Z \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bZ}}{W_b} \right) + \frac{M_{vx,\infty}}{W_b} + \frac{M_{\Delta T, \text{freq}}}{W_b} \quad (2)$$

$$A_{Z,r} = \frac{\sigma_{b,\Delta q} - \beta_{bz} + \frac{M_{vx,\infty}}{W_b} + \frac{M_{\Delta T, \text{freq}}}{W_b}}{\varepsilon_{v,\infty}^{(0)} \cdot E_Z \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bz}}{W_b} \right)} \quad (3)$$

Dabei sind

- β_{bz} Zentrische Betonzugfestigkeit gemäß Tabelle 1; mindestens jedoch 2,7 N/mm²;
- $\sigma_{b,\Delta q}$ Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last;
- Δq Häufige Einwirkung $\Delta q = g + \Delta g + 0,5 \cdot p$;
- g Eigengewicht
- Δg Ausbaulast
- p Verkehrslast inkl. Schwingbeiwert φ bei Verkehrslasten nach DIN 1072
- $A_{Z,r}$ Restspannstahlfläche;
- $\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$ Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$; der Verlust der Vorspannkraft infolge Kriechen und Schwinden darf ohne besonderen Nachweis mit 10 % angesetzt werden;
- E_Z Elastizitätsmodul des Spannstahls (i.d.R. 205.000 N/mm²);
- A_b Betonquerschnittsfläche (Bruttoquerschnitt);
- y_{bz} Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttoquerschnitt);
- W_b Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts;
- $M_{vx,\infty}$ Statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$;
- $M_{\Delta T, \text{freq}}$ Moment infolge eines häufigen Anteils aus linearem Temperaturunterschied $\Delta T_{\text{freq}} = 0,5 \cdot \Delta T$ mit
- a) $\Delta T = 7 \text{ K}$ wenn Oberseite wärmer als Unterseite,
 - b) $\Delta T = 3,5 \text{ K}$ wenn Unterseite wärmer als Oberseite.

Der Riss muss gemäß den Annahmen im Absatz 6.1(8) detektierbar sein. Sofern dies z.B. im Stützenbereich auf Grund einer Fahrbahnabdichtung nicht möglich ist und auch alternativ ein Monitoring-Verfahren nicht zum Einsatz kommen soll, muss

der Nachweis an der Plattenunterseite, ggf. auch unter Annahme eines gerissenen Zustands II, geführt werden. Falls dies nicht gelingt, ist der Querschnitt zunächst als Querschnitt ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten anzusehen.

Gleichungen (2) und (3) gelten für Tragwerke mit reiner Biegebeanspruchung. Für Bauwerke, auf die zusätzlich eine äußere Normalkraft einwirkt, z.B. bei Rahmen-tragwerken oder bei Einwirkungen aus Erddruck, ist sinngemäß zu verfahren.

6.3 Bestimmung der Restsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung

Mit der unter Abschnitt 6.2 ermittelten Restspannstahlfläche wird gemeinsam mit der vorhandenen Betonstahlbewehrung die Restsicherheit γ_p , bezogen auf die Verkehrseinwirkung, ermittelt. Dabei wird mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite gerechnet:

- Ständige Einwirkung (Eigenlasten, Ausbaulasten);

$$\gamma_{g,\text{sup}} = 1,10 \text{ bzw.}$$

$$\gamma_{g,\text{inf}} = 0,90$$

Der ungünstigere Wert ist maßgebend.

- Die Einwirkungen aus statisch unbestimmtem Vorspannmoment und linearem Temperaturunterschied gehen jeweils 1,0-fach in die Rechnung ein;
- Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite sind generell mit 1,0 anzunehmen.

Folglich reduziert sich der Nachweis der Restsicherheit auf den Verkehrslastanteil. Die Restsicherheit ist demnach nachgewiesen, wenn für die Verkehrseinwirkung an jeder Stelle des Bauwerkes nachfolgende Grenzbedingung gilt.

$$\gamma_p \geq 1,10 \quad (4)$$

Der vorhandene Teilsicherheitsbeiwert γ_p für die Verkehrseinwirkung errechnet sich nach Gleichung (6):

$$\gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{v_x,\infty} + M_{\Delta T} \leq M_{Az,r} + M_{As} \quad (5)$$

$$\gamma_p = \frac{M_{Az,r} + M_{As} - M_{\Delta T} - M_{v_x,\infty} - \gamma_g \cdot M_g}{M_p} \quad (6)$$

Dabei sind

γ_g Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung ($\gamma_{g,\text{sup}} = 1,1$ bzw. $\gamma_{g,\text{inf}} = 0,9$; der ungünstigere Wert ist maßgebend);

M_g Biegemoment infolge ständiger Einwirkung (Eigen- und Ausbaulasten);

- M_p Biegemoment infolge voller Verkehrsbeanspruchung inkl. Schwingbeiwert φ bei Verkehrslasten nach DIN 1072;
- $M_{v_x, \infty}$ Statisch unbestimmtes Biegemoment infolge Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$;
- $M_{\Delta T}$ Biegemoment infolge linearen Temperaturunterschieds;
- $M_{Az,r}$ Tragmoment der restlichen, nicht ausgefallenen Spannbewehrung unter Ansatz einer Parabel-rechteckförmigen bzw. einer bilinearen Spannungsdehnungsbeziehung für den Beton mit einer rechnerischen Betondruckfestigkeit β_R nach Tabelle 1. Ein gleichwertiger Spannungsblock darf angesetzt werden;
- M_{As} Tragmoment der vorhandenen Betonstahlbewehrung.

Bei der Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_p darf für die Streckgrenze des Betonstahls der Rechenwert gemäß Tabelle 2 eingesetzt werden.

6.4 Weitergehende Möglichkeiten zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens

6.4.1 Allgemeines

Lässt sich der Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens für einzelne Querschnitte nicht führen oder sind Risse an diesen Stellen nicht detektierbar, können nachfolgend aufgeführte Maßnahmen ergriffen werden, um ggf. den Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens zu erreichen. Hierbei ist zwischen Tragsystemen mit und ohne Umlagerungsvermögen sowie zwischen Längs- und Querrichtung zu unterscheiden.

Ist kein ausreichendes Ankündigungsverhalten gegeben, weil z.B. eine visuelle Rissdetektion an bestimmten Querschnitten nicht möglich ist, können alternativ Monitoring-Systeme (z.B. faseroptische Systeme) zur Rissdetektion ergänzend genutzt werden.

6.4.2 Tragsysteme mit Umlagerungsmöglichkeit

Es ist zwischen Längs- und Querrichtung zu unterscheiden.

Längsrichtung

Bei in Längsrichtung statisch unbestimmten Systemen besteht die Möglichkeit nachzuprüfen, ob die erforderliche Sicherheit von $\gamma_p \geq 1,1$ für das Gesamtsystem unter Ausnutzung von Umlagerungsmöglichkeiten für Schnittgrößen erreicht wird. Dazu ist es ausreichend, von einer Schädigungskonzentration jeweils an der ungünstigsten Stelle auszugehen.

Das Ausnutzen von Umlagerungsmöglichkeiten setzt voraus, dass eine visuelle Rissdetektion an den maßgebenden Querschnittsstellen möglich oder der Einsatz eines alternativen Monitoring-Verfahrens vorgesehen ist.

Mit Rücksicht auf ein ggf. begrenztes Dehnungsvermögen des Spannstahls sollte eine Schnittgrößenumlagerung restriktiv gehandhabt werden und 15 % bezogen auf das lokal auftretende Gesamtmoment $M = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T}$ nicht übersteigen. Dabei sind die Teilsicherheitsbeiwerte wie folgt anzunehmen: $\gamma_{g,sup} = 1,10$ bzw. $\gamma_{g,inf} = 0,90$ (der ungünstigere Wert ist maßgebend) und $\gamma_p = 1,10$. Anderenfalls ist das Rotationsvermögen nachzuweisen und abzusichern.

Querrichtung

In Querrichtung besteht die Möglichkeit nachzuprüfen, ob die erforderliche Sicherheit von $\gamma_p \geq 1,1$ für das Quersystem unter Ausnutzung von Umlagerungsmöglichkeiten für Schnittgrößen erreicht wird. Dazu ist es ausreichend, von einer Schädigungskonzentration jeweils an der ungünstigsten Stelle auszugehen.

Hierbei ist ingenieurmäßig vorzugehen, weil zum einen die räumliche Ausdehnung des Ausfalls von Querspanngliedern bisher nicht schlüssig eingrenzbar ist und zum anderen die Verkehrslaststellung bei häufiger und bei seltener Einwirkung nicht identisch ist. Derzeit existiert keine abgesicherte und erprobte Lösung.

Das Ausnutzen von Umlagerungsmöglichkeiten setzt jedoch voraus, dass eine visuelle Rissdetektion an den maßgebenden Querschnittsstellen möglich oder der Einsatz eines alternativ eingesetzten Monitoring-Systems vorgesehen ist.

Mit Rücksicht auf ggf. begrenztes Dehnungsvermögen des Spannstahls sollte eine Schnittgrößenumlagerung restriktiv gehandhabt werden und 30 % bezogen auf das lokal auftretende Gesamtmoment in Querrichtung (siehe Erläuterungen in Anlage 6) $M = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T}$ nicht übersteigen. Dabei sind die Teilsicherheitsbeiwerte wie folgt anzunehmen: $\gamma_{g,sup} = 1,10$ bzw. $\gamma_{g,inf} = 0,90$ (der ungünstigere Wert ist maßgebend) und $\gamma_p = 1,10$. Anderenfalls ist das Rotationsvermögen nachzuweisen und abzusichern.

6.4.3 Tragsysteme ohne Umlagerungsmöglichkeit

Bei Tragsystemen, die in Längsrichtung keine Schnittgrößenumlagerung ermöglichen oder bei denen die Umlagerung nicht in Ansatz gebracht werden soll, oder bei Querschnitten beliebiger Systeme, an denen eine visuelle Rissdetektion nicht möglich und ein Monitoring-Verfahren nicht vorgesehen ist, bietet das Vorgehen auf Querschnittsebene keine weiteren Nachweismöglichkeiten mehr. Stattdessen wird die rein lokale Betrachtungsweise des mechanischen Modells - ohne Schnittgrößenumlagerungsmöglichkeit - in ein darauf aufbauendes stochastisches Modell auf Systemebene (siehe Kapitel 7) überführt.

Der Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens bezieht sich in diesem Fall nicht auf einen Querschnitt, sondern auf das Gesamtsystem des Tragwerks. Der als Warnsignal zu detektierende Riss kann an einer beliebigen Stelle innerhalb eines vorab zu definierenden Detektionbereiches auftreten. Als Detektionsbereich sind jene Querschnittsbereiche anzusehen, die in der Berechnung gemäß Kapitel 6 ein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachweisen konnten und in denen eine visuelle oder faseroptische Risskontrolle möglich ist. Siehe auch Absatz 6.1(8).

Eine Aussage über die Wahrscheinlichkeit eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens in einem bestimmten einzelnen Querschnitt ist mit diesem Verfahren nicht möglich.

Bei Ansatz des stochastischen Nachweisverfahrens ist eine Schnittgrößenumlagerung generell nicht zulässig.

Die Randbedingungen für die Anwendung des stochastischen Verfahrens gemäß Kapitel 7 in Querrichtung sind gegenwärtig nicht in ausreichendem Maße abgesichert und weiterhin Forschungsgegenstand. Zu gegebener Zeit ist eine Aktualisierung vorgesehen.

7 Stochastischer Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene

7.1 Hintergründe des stochastischen Verfahrens

In diesem Kapitel wird ein vereinfachtes Verfahren beschrieben, mit dem das Ankündigungsverhalten von Brückenbauwerken weitergehend untersucht und beurteilt werden kann, bei denen einzelne Querschnitte keine ausreichende Restsicherheit gemäß Kapitel 6 haben und/oder Risse an einzelnen Querschnitten nicht detektierbar sind. Das vereinfachte Verfahren basiert auf stochastischen Untersuchungen zur Auswirkung von Spanngliedausfällen.

In Erweiterung zum Vorgehen nach Kapitel 6 wird das Ankündigungsverhalten hierbei nicht querschnittweise, sondern unter Ausnutzung des Systemtragverhaltens, jedoch ohne die Möglichkeit einer Schnittgrößenumlagerung, global untersucht. Es wird somit ausgenutzt, dass eine Versagensankündigung durch Rissbildung in Querschnitten mit Ankündigungsverhalten erfolgen kann, auch wenn einzelne Querschnitte rechnerisch kein Ankündigungsverhalten haben. Diese Möglichkeit der Versagensvorankündigung ist umso wahrscheinlicher, je weniger Spannstahl in den Querschnitten mit Ankündigungsverhalten ausfallen muss, um eine Rissbildung zu verursachen, und je mehr Spannstahlbrüche in den Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten für ein Versagen erforderlich sind. Eine Rissbildung infolge von Spanngliedbrüchen an einer beliebigen Stelle des Überbaus muss hierbei als Ankündigungssignal für den gesamten Überbau gewertet werden.

Ziel des vereinfachten Verfahrens ist die Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Unterschreitung einer geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung. Hierfür werden die Ergebnisse der Untersuchung nach Kapitel 6 inklusive der dort anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte zugrunde gelegt. Wenn die ermittelte Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung kleiner ist als der in Abschnitt 7.5 angegebene Schwellenwert, kann die Restsicherheit im untersuchten Bereich als ausreichend angesehen werden.

7.2 Annahmen für das vereinfachte Verfahren

Das vereinfachte Verfahren baut auf den Ergebnissen der rechnerischen Untersuchung nach Kapitel 6 auf. Es gelten daher die dort beschriebenen Randbedingungen. Für die stochastische Auswertung werden zusätzlich folgende Annahmen getroffen:

- (1) Es ist - realistisch gesehen - nicht davon auszugehen, dass der Spannstahl vollständig hüllrohrweise ausfällt. Innerhalb der einzelnen Hüllrohre muss jedoch, z.B. auf Grund von möglichen Verpressfehlern, von einem örtlich korrelierten Spannstahlausfall mehrerer Einzeldrähte ausgegangen werden. In den, dem vereinfachten Verfahren zu Grunde liegenden stochastischen Untersuchungen wurde dies durch einen entsprechenden Korrelationsfaktor berücksichtigt. Das vereinfachte stochastische Verfahren ist jedoch zur besseren Handhabbarkeit so ausgelegt, dass die Eingangswerte auf Grundlage von ganzen Spanngliedern berechnet werden.
- (2) Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Spanngliedbruches ist bei allen Spanngliedern längs des Spanngliedes gleich verteilt.
- (3) Für die Berechnung werden Spanngliedausfälle in den Zehntelpunkten der jeweiligen Einzelfeldlängen simuliert. Wird eine höhere Anzahl von Querschnitten untersucht, liegen die Ergebnisse des vereinfachten Verfahrens auf der sicheren Seite. Der Abstand zwischen den Nachweisschnitten sollte größer oder gleich der Bauteilhöhe bzw. größer oder gleich der Verankerungslänge eines Spanngliedes sein.

7.3 Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens

Folgende Anwendungsgrenzen sind zu beachten:

- (1) Für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens müssen mindestens 8 Untersuchungsquerschnitte je Untersuchungsbereich vorliegen. Als Untersuchungsquerschnitte gelten i.d.R. die Querschnitte in den Zehntelpunkten der Einzelfelder. Ein Untersuchungsbereich dagegen erstreckt sich entweder auf einen Bauwerksabschnitt von Koppelfuge zu Koppelfuge (abschnittsweise hergestellte Bauwerke) oder auf ein ganzes Einzelfeld (in einem Guss hergestellte Bauwerke). Daher kann der Untersuchungsbereich entweder mehrere Zehntelpunkte

- benachbarter Felder (abschnittsweise hergestellte Bauwerke) oder nur die eines Einzelfeldes (in einem Guss hergestellte Bauwerke) als Nachweisschnitte umfassen. Im Regelfall enthält ein Untersuchungsbereich 11 Nachweisschnitte.
- (2) In jedem Untersuchungsquerschnitt müssen mindestens vier Spannglieder vorhanden sein.
 - (3) In den einzelnen Querschnitten eines Untersuchungsbereiches dürfen unterschiedliche Spanngliedanzahlen vorliegen. Hierbei darf die maximale Spanngliedanzahl jedoch maximal doppelt so groß sein wie die minimale Spanngliedanzahl im Untersuchungsbereich.
 - (4) Das Verfahren ist nur dann anwendbar, wenn in mindestens 50 % der Querschnitte Ankündigungsverhalten vorliegt ($n_{br,i} \leq n_{cr,i}$). Angaben zu $n_{br,i}$ und $n_{cr,i}$ sind in den Erläuterungen zu den Gleichungen (8) und (9) festgehalten.
 - (5) Bei Anwendung des vereinfachten Verfahrens in Bauwerkslängsrichtung müssen je Hüllrohr mindestens 20 Drähte vorhanden sein.
 - (6) Bei Bauteilen mit Vorspannung im sofortigen Verbund ist das Auftreten von SpRK nach aktuellem Kenntnisstand unwahrscheinlich. Das vereinfachte Verfahren kann jedoch auch auf solche Bauteile angewendet werden. Hierfür sind jeweils 10 Drähte zu einem gedachten Spannglied zusammenzufassen. Bei der Ermittlung der vorhandenen Anzahl gedachter Spannglieder ist auf die nächste ganzzahlige Zahl abzurunden. In die Gleichungen des vereinfachten Verfahrens ist dann diese gedachte Spanngliedanzahl für s_{min} einzusetzen. Die Ergebnisse der querschnittweisen Untersuchung sind gemäß den Angaben im nachfolgenden Abschnitt ebenfalls auf gedachte Spannglieder auf- bzw. abzurunden.

7.4 Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung

Jedes Feld bzw. bei abschnittsweise hergestellten Bauwerken jeder Spannabschnitt des Überbaus ist separat zu untersuchen. Dafür werden die im Kapitel 6 überprüften Querschnitte der Zehntelpunkte pro Einzelfeld herangezogen, d.h. im Regelfall 11 Schnitte geführt und untersucht.

Die Untersuchung ist für einen einzelnen unabhängigen Hauptträger der Brücke analog zu den Angaben im Absatz 6.1(5) durchzuführen.

Zur Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung ist zunächst der Eingangswert x nach den Gleichungen (8) bis (12) zu ermitteln. Für die Ermittlung des Eingangswertes werden in allen Querschnitten mit Ankündigungsverhalten die Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung $n_{cr,i}$ (abgerundet auf die nächstkleinere ganzzahlige Spanngliedanzahl) und in allen Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten die erforderlichen Restspanngliedanzahlen zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit $n_{br,i}$ (aufgerundet auf die nächstgrößere ganzzahlige Spann-

gliedanzahl) benötigt. Zur Ermittlung der zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderlichen Restspanngliedanzahl $n_{br,i}$ ist die erforderliche Restspannstahlfläche $A_{Z,r,erf}$ für volle Belastung zu bestimmen. Hierfür wird Gleichung (5) umgestellt, so dass die erforderliche Restspannstahlfläche $A_{Z,r,erf}$ nach Gleichung (7) bestimmt werden kann. Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_g der ständigen Einwirkung ist der ungünstigere der beiden Werte $\gamma_{g,sup} = 1,10$ bzw. $\gamma_{g,inf} = 0,90$ einzusetzen, sodass $A_{Z,r,erf}$ maximal wird. Die Verkehrseinwirkung ist mit $\gamma_p = 1,10$ zu vervielfachen.

$$A_{Z,r,erf} = \frac{\gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T} - M_{As}}{\varepsilon_{v,\infty} \cdot E_z \cdot z_z} \quad (7)$$

Dabei sind

- z_z innerer Hebelarm zwischen der Spannstahlkraft und der Druckkraftresultierenden im Zustand II (Anmerkung: die inneren Hebelarme z_z für den Spannstahl und z_s für den Betonstahl sind ggf. iterativ zu ermitteln);
- $\varepsilon_{v,\infty}$ Gesamtdehnung des Spannstahls (Vordehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ zuzüglich der Zusatzdehnung, weitere Angaben: siehe Gleichung (2) bis (6));
- $A_{Z,r,erf}$ erforderliche Restspannstahlfläche zur Absicherung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens (weitere Angaben: siehe Gleichung (5)).

Gleichung (7) gilt nur für Tragwerke mit reiner Biegebeanspruchung. Für Bauwerke, auf die zusätzlich eine äußere Normalkraft einwirkt, z.B. bei Rahmentragwerken oder bei Einwirkungen aus Erddruck, ist sinngemäß zu verfahren.

Gleichungen zur Ermittlung des Eingangswertes x

$$\kappa_{cr,i} = \left(\frac{n_{cr,i}}{s_i} \right) \quad (8)$$

$$\kappa_{br,i} = \left(\frac{n_{br,i}}{s_i} \right) \quad (9)$$

$$\kappa_{cr,max} = \max \{ \kappa_{cr,i} \} \quad \kappa_{cr,i} \text{ nur für Querschnitte mit } n_{br,i} \leq n_{cr,i} \quad (10)$$

$$\kappa_{br,max} = \max \{ \kappa_{br,i} \} \quad \kappa_{br,i} \text{ nur für Querschnitte mit } n_{br,i} > n_{cr,i} \quad (11)$$

$$x = \kappa_{cr,max} - \kappa_{br,max} \quad (12)$$

Mit dem Eingangswert x wird anschließend die logarithmierte Auftretenswahrscheinlichkeit p_L der Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung nach den Gleichungen (13) bis (15) abgeschätzt.

Vereinfachtes Verfahren zu Abschätzung der logarithmierten Auftretenswahrscheinlichkeit p_L einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung

$$p_L = a \cdot x + b \quad (13)$$

$$a = \frac{47}{\left[s_{\min} + \frac{q_s}{q} \cdot (s_{\max} - s_{\min}) \right]^{0,10}} - 60 \quad (14)$$

$$b = \frac{25}{\left[s_{\min} + \frac{q_s}{q} \cdot (s_{\max} - s_{\min}) \right]^2} + 0,25 \quad (15)$$

Dabei sind

- s_i Spanngliedanzahl im Querschnitt i ;
- s_{\min} minimale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich (i.d.R. in den Feldquerschnitten);
- s_{\max} maximale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich (falls z.B. im Stützbe-
reich eine größere Spanngliedanzahl vorhanden ist als im Feld), für den Fall
einer konstanten Spanngliedanzahl im Untersuchungsbereich gilt $s_{\max} = s_{\min}$;
- $n_{cr,i}$ Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (gemäß Kapitel 6) im Querschnitt i ,
abgerundet auf die nächstkleinere ganzzahlige Spanngliedanzahl;
- $n_{br,i}$ zum Nachweis einer ausreichenden rechnerischen Restsicherheit gemäß
Gleichung (7) im Querschnitt i erforderliche Restspanngliedanzahl, aufgerun-
det auf die nächstgrößere ganzzahlige Spanngliedanzahl;
- $\kappa_{cr,i}$ bezogene Restspanngliedanzahl bei Rissbildung im
Querschnitt i ;
- $\kappa_{br,i}$ zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche bezogene
Restspanngliedanzahl im Querschnitt i ;
- $\kappa_{cr,max}$ Maximum der bezogenen Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung in den
Querschnitten mit $n_{br,i} \leq n_{cr,i}$;

- $\kappa_{br,max}$ Maximum der zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit in den Querschnitten mit $n_{br,i} > n_{cr,i}$ erforderlichen bezogenen Spanngliedanzahlen;
- x Eingangswert für das vereinfachte Verfahren zur Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung. Das vereinfachte Verfahren ist nur anwendbar für $x > 0$;
- ρ_L logarithmierte Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung des betrachteten Hauptträgers im jeweiligen Feld; wenn $\rho_L > 0$ ermittelt wird, so ist $\rho_L = 0$ anzunehmen;
- a, b Parameter des linearen Ansatzes zur Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung;
- q Anzahl der Untersuchungsquerschnitte;
- q_s Anzahl der Querschnitte mit Spanngliedanzahl s_{max} . Bei konstanter Spanngliedanzahl im Untersuchungsbereich, z.B. im Feld- und Stützbereich, gilt $q_s = q$ bzw. $q_s/q = 1$.

7.5 Schwellenwert der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung

Wenn für die einzelnen unabhängigen Hauptträger gemäß Absatz 6.1(5) eines Brückenbauwerkes in jedem Feld bzw. jedem Bauabschnitt nachgewiesen werden kann, dass für die logarithmierte Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung:

$$\rho_L \leq -4 \quad (16)$$

gilt (entspricht einer Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung von $p \leq 10^{-4}$), dann kann die Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung als ausreichend gering und das Ankündigungsverhalten der Brücke als ausreichend angesehen werden.

8 Prüfanweisung

Bestandteil des rechnerischen Nachweises eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens ist eine objektbezogene Prüfanweisung für die Bauwerksprüfungen nach DIN 1076.

In der Prüfanweisung ist der zeitliche Abstand der Prüfintervalle gemäß Kapitel 9 zu benennen.

Außerdem ist in der Prüfanweisung eindeutig und abschließend festzulegen, welche Bereiche zur Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens auf Risse zu überprüfen sind (Detektionsbereiche gemäß Absatz 6.1(8)).

Darüber hinaus ist in der Prüfanweisung vorzugeben, welche weiteren Bedingungen bei der Bauwerksprüfung hinsichtlich des Ankündigungsverhaltens zu beachten sind, die z.B. Einfluss auf die Rissbildung und die Rissweite haben.

Kommt für die Rissdetektion ein Monitoring-System zum Einsatz, sind die Einsatzbedingungen in der Prüfanweisung detailliert festzulegen.

9 Regeln für die Bauwerksprüfung nach DIN 1076 für Bauwerke mit ausreichendem Ankündigungsverhalten

9.1 Allgemeines

Ist das Ankündigungsverhalten über die Gesamtlänge des Tragwerks nachgewiesen, kann ein plötzliches Versagen infolge Spannstahlausfalls ausgeschlossen und ein duktileres Tragverhalten in Längsrichtung vorausgesetzt werden. Für die Querrichtung gilt dies analog.

Bei Bauwerken mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl ist spätestens zusammen mit der rechnerischen Ermittlung des Ankündigungsverhaltens eine gründliche Untersuchung des Überbaus auf Rissbildung im Beton nach DIN 1076, Abs. 5.2.4 durchzuführen. Die Untersuchung visuell nicht unmittelbar zugänglicher Bereiche ist mit dem Aufsteller der Prüfanweisung nach Kapitel 8 abzustimmen und besonders zu dokumentieren.

Die für die Bauwerksprüfung verbindlichen Regelungen werden entsprechend des rechnerischen Überprüfungsergebnisses in drei Grundfälle unterteilt: Fall 1 und Fall 2 für nicht gerissene Querschnitte sowie Fall 3 für gerissene Querschnitte.

9.2 Vorgehensweise bei nicht gerissenen Querschnitten

Fall 1

Werden keine Risse gefunden und ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung in allen Querschnitten $\gamma_p \geq 1,1$ auch ohne Mitwirkung von spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl nachgewiesen, sind in der Regel keine über die Regelprüfungen nach DIN 1076 hinausgehenden Prüfungen erforderlich. Im Rahmen dieser Prüfungen ist jedoch die Prüfanweisung nach Kapitel 8 zu beachten.

Die Anwendung des vereinfachten stochastischen Verfahrens gemäß Kapitel 7 ist in diesen Fällen nicht erforderlich.

Fall 2

Werden keine Risse gefunden und ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung in allen Querschnitten $\gamma_p \geq 1,1$ nur unter Mitwirkung von spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl (siehe Kapitel 1) nachgewiesen, sind Bauwerksprüfungen aus besonderen Anlass nach Ziffer 5.4 der DIN 1076 (Sonderprüfungen) zur Früherkennung möglicher Spannstahlbrüche anzuordnen. Der zeitliche Abstand der Sonderprüfungen darf drei Jahre nicht überschreiten. Der Umfang dieser Sonderprüfungen ergibt sich aus der Prüfanweisung nach Kapitel 8.

Diese Regelung gilt gleichlautend auch für Systeme, für die ein ausreichendes Ankündigungsverhalten gemäß Kapitel 7 nachgewiesen wurde.

9.3 Vorgehensweise bei gerissenen Querschnitten

Fall 3

Lassen sich bei der visuellen Untersuchung des Bauwerks Risse im Bauwerk erkennen, so ist deren Ursache festzustellen. Kann man als Rissursache eine Spannstahlschädigung mit ausreichender Wahrscheinlichkeit ausschließen und ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung in allen Querschnitten $\gamma_p \geq 1,1$, so sind Bauwerksprüfungen aus besonderem Anlass nach Ziffer 5.4 der DIN 1076 (Sonderprüfung) zur Früherkennung möglicher Spannstahlbrüche anzuordnen. Dies gilt unabhängig von der Mitwirkung des spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstahls bei der Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_p für die Verkehrseinwirkung. Der zeitliche Abstand der Sonderprüfungen darf drei Jahre nicht überschreiten. Der Umfang dieser Sonderprüfungen ergibt sich aus der – ggf. zu aktualisierenden – Prüfanweisung nach Kapitel 8.

Diese Regelung gilt gleichlautend auch für Systeme, für die ein ausreichendes Ankündigungsverhalten gemäß Kapitel 7 nachgewiesen wurde.

Die Rissbilder sind im Rahmen der Bauwerksprüfung nach Lage und Rissbreite in einer Risskartierung genau festzuhalten, um Vergleiche zu vorausgegangenen Untersuchungen ziehen zu können. Die Risskartierungen sind als Anlage dem Prüfbericht beizufügen und in der Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke zu archivieren.

Das Auftreten von neuen Rissen bei den betroffenen Bauwerken ist im Allgemeinen auffällig, da in der Regel die Rissbildung infolge Zwang (Stützensenkung, Temperatur etc.) innerhalb der ersten 10 Jahre weitgehend abgeschlossen ist.

Im Versuch und bei Schadensfällen haben sich bei Spannstahlausfall Rissbilder eingestellt, die durch Büschelbildung und Längsrisse gekennzeichnet sind. Die nachfolgenden Bilder 6 und 7 dienen als Vergleich.

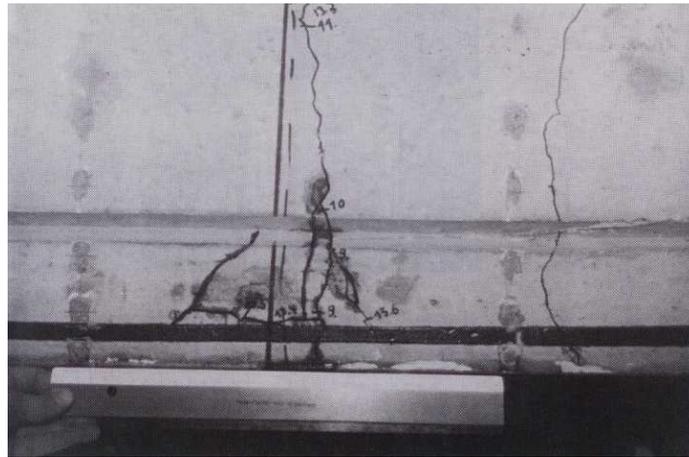


Bild 6 Rissbild im Versuch [14]



Bild 7 Rissbild eines Schadenfalles [14]

Ist die Rissursache nicht festzustellen und kann daher eine Spannungsrisskorrosion nicht mit ausreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden, ist wie bei Bauwerken ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten vorzugehen.

10 Empfehlungen für weiterführende Maßnahmen an Bauwerken ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten

Lässt sich der Nachweis des Ankündigungsverhaltens nicht erbringen, ist eine ingenieurmäßige Gesamtbeurteilung des Bauwerkes vorzunehmen. In diese Beurteilung gehen die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung des Ankündigungsverhaltens, der Bauwerkszustand, evtl. vorhandene Defizite in der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion sowie die Netzbedeutung des Bauwerkes ein.

Somit stehen mehrere Optionen zur Verfügung, die vom Straßenbaulastträger sorgfältig zu bewerten und ggf. zu wichten sind. In diese Überlegungen sollen neben Abstufungen in niedrigere Brückenklassen oder weitere genauere Untersuchungen am Bauwerk auch mögliche Verstärkungs- und/oder Instandsetzungsmaßnahmen bis hin zu Ersatzneubauten Eingang finden. Die Wirtschaftlichkeit einer gewählten Option ist im Einzelfall nachzuweisen.

Option 1: Ersatzneubau

Im Hinblick auf die prognostizierte Zunahme des Güterverkehrs, insbesondere des Schwerverkehrs, und eine zu erwartende Erhöhung der zulässigen Fahrzeuggesamtgewichte und zulässigen Achslasten ist von der zuständigen Straßenbauverwaltung vordringlich zu prüfen, inwieweit die betroffenen Bauwerke sich unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten langfristig verstärken oder erneuern lassen. Langfristige Verstärkungsmaßnahmen sind generell nur zielführend, wenn sie gleichzeitig zu einer durchgreifenden Tragfähigkeitsverbesserung führen. In die wirtschaftliche Abwägung zwischen einer umfassenden Verstärkung und einem Ersatzneubau sind außer der Bewertung des Gesamtbauwerks hinsichtlich Stand- und Verkehrssicherheit sowie der Gebrauchstauglichkeit auch Maßnahmen zur Verkehrsführung des bauzeitlichen Verkehrs und die Bedeutung des Bauwerks für die Verkehrsinfrastruktur einzubeziehen.

In Anbetracht des fehlenden Ankündungsverhaltens und des fortgeschrittenen Alters der Brücken sollte die Option eines Ersatzneubaus stets in die weiteren Abwägungen einbezogen werden.

Option 2: Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen

Falls eine Verstärkung bzw. Entlastung der kritischen Bereiche (Bereiche ohne ausreichendes Ankündungsverhalten) mit einfachen Mitteln möglich ist, sollten diese Möglichkeiten unter wirtschaftlicher Abgrenzung zu einem Ersatzneubau genutzt werden. Bei spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen ist jedoch auf Grund des derzeitigen Wissensstandes die Abschätzung der für die Wirtschaftlichkeitsberechnung erforderlichen Restnutzungsdauer – wenn überhaupt – nur mit erheblichen Unsicherheiten möglich.

Bei einer Verstärkung ist ein ausreichendes Sicherheitsniveau ohne Mitwirkung des spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahls in allen Querschnitten anzustreben.

Sofern eine Verstärkung durch externe Spannglieder mit alleiniger Abdeckung der auf die Verkehrsbeanspruchung bezogenen Bruchsicherheit von $\gamma_p = 1,10$ durch die externen Spannglieder ggf. unter Anrechnung des vorhandenen Betonstahls gewährleistet ist, kann bei gegebener Inspektionsmöglichkeit der externen Spannglieder, deren Umlenkpunkte und Verankerungen auf einen weiteren Nachweis eines ausreichenden Ankündungsverhaltens verzichtet werden. Der Teilsicherheitsbei-

wert für die ständigen Einwirkungen ist dabei mit $\gamma_{g,sup} = 1,10$ bzw. $\gamma_{g,inf} = 0,90$ anzunehmen. Der ungünstigere Wert ist maßgebend.

Die Kosten für einen erhöhten Überwachungsaufwand sind bei der Wirtschaftlichkeitsberechnung zu berücksichtigen.

Option 3: Untersuchungen am Bauwerk und ggf. Abstufung der Brückenklasse

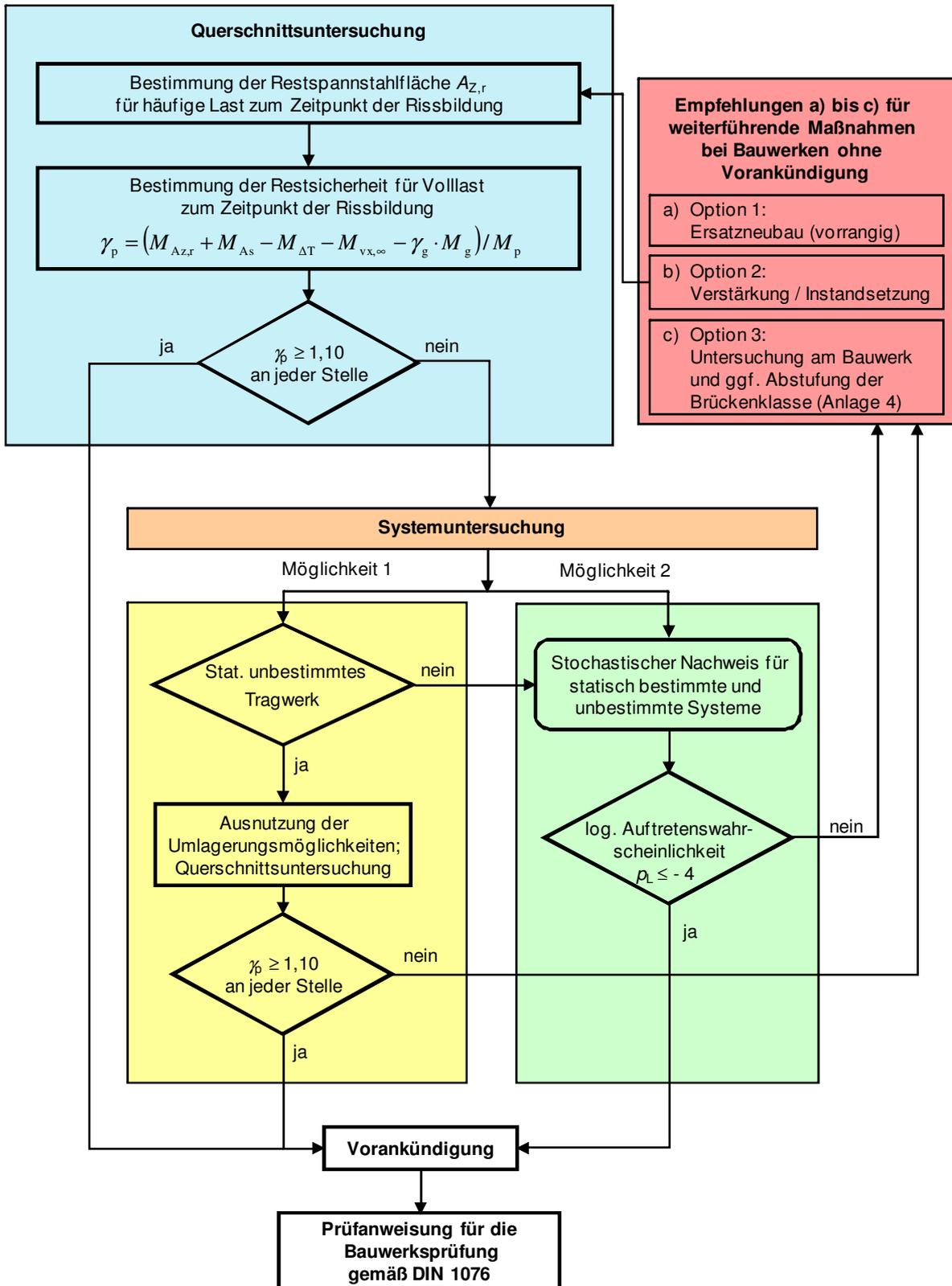
Bauwerke ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten oder Bauwerke, bei denen Zweifel an der Rissursache bestehen, können Untersuchungen am Bauwerk inkl. einer Untersuchung des Spannstahls notwendig werden lassen, sofern keine Verstärkungsmaßnahmen oder Ersatzneubauten in Frage kommen. In diesen Fällen geben weiterführende Untersuchungen zum Zustand des Spannstahls eine Entscheidungshilfe. Die Vorgehensweise ist in Anlage 4 beschrieben.

Ergeben diese Untersuchungen eine Schädigung des Spannstahls, sind Sofortmaßnahmen von drastischer Abstufung in eine niedrigere Brückenklasse bis zur Teil- oder Vollsperrung zu veranlassen und zwar so lange, bis Verstärkungsmaßnahmen getroffen worden sind oder Ersatzbauwerke den Verkehr aufnehmen können. Insofern gilt die Option 3 lediglich als Übergangsmaßnahme.

Die Möglichkeit, das Bauwerk in eine niedrigere Brückenklasse abzustufen, hat zunächst nur Auswirkungen auf die anzusetzende Verkehrslast im Bruchsicherheitsnachweis. Auf den häufigen Verkehrslastanteil hat eine Abstufung i.d.R. keine Auswirkungen.

Anlage 1

Rechnerische Untersuchung des Ankündigungsverhaltens



Anlage 2.1

Empfehlung zur Priorisierung für die rechnerische Überprüfung von Bauwerken

Anlage 2.1 dient dem Baulastträger als Entscheidungshilfe zur Priorisierung der rechnerischen Untersuchung betroffener Bauwerke. Die einzelnen Kategorien (Tragwerk, Spannstahleinstufung, Verkehrsbelastung und Zustandsnote des Überbaus) werden ihrer Dringlichkeit nach gewichtet. Die Punkte der jeweiligen Kategorien sind zu addieren. Die Höhe der Gesamtpunktzahl stellt die Dringlichkeit von Verstärkungs- oder Erneuerungsmaßnahmen für das Bauwerk dar.

Die Einteilung in Gefährdungsklassen bedeutet keine Unterscheidung nach der tatsächlichen Gefährdung, sondern berücksichtigt lediglich die Möglichkeiten der Schnittgrößenumlagerung. Es kann davon ausgegangen werden, dass infolge der Umlagerungen Bauwerksauffälligkeiten auftreten, die eine Früherkennung und damit Maßnahmen ermöglichen. Zu der eher gefährdeten Klasse I zählen daher nur statisch bestimmte Bauwerke ohne Umlagerungsmöglichkeiten.

zu Anlage 2.1

| Tragwerk | | | Punkte | |
|--|---|-------------------|---------------|----------|
| Gefährdungsklasse I | | | | |
| 1. | Plattenbalken mit weniger als 3 Stegen als Einfeldträger, keine oder nur begrenzte Möglichkeit der Querverteilung, Kragträger, Kragplatten | | 6 | |
| 2. | Tragwerke, bei denen der Ausfall eines Bauteils zum Versagen des Gesamtsystems führt | | | |
| 3. | Bauwerke mit besonderen Schadensauffälligkeiten, insbesondere Risse, die nur durch Spannkraftverlust zu erklären sind | | | |
| Gefährdungsklasse II | | | | |
| 4. | Statisch bestimmte Systeme mit Umlagerungsmöglichkeiten in Querrichtung, z.B. Plattenbalken mit 3 und mehr Stegen als Einfeldträger, Einfeldplatten | | 4 | |
| Gefährdungsklasse III | | | | |
| 5. | Statisch unbestimmte Systeme als Durchlaufträger mit weniger als 3 Stegen, eingespannte Rahmenriegel | | 2 | |
| Gefährdungsklasse IV | | | | |
| 6. | Statisch unbestimmte Systeme als Durchlaufträger mit 3 und mehr Stegen, Flächentragwerke, eingespannte Platten | | 0 | |
| Bauverfahren | | | | |
| 1. | Einbau und Verpressen der Spannglieder auf der Baustelle | | 2 | |
| 2. | Einbau und Verpressen der Spannglieder im Fertigteilwerk | | 0 | |
| Spannstahleinstufung | | | | |
| 1. | stark gefährdet (Neptun rund/oval bis 1965, Sigma rund/oval bis 1965, Hennigsdorf rund/oval bis 1993) | | 4 | |
| 2. | gefährdet (Sigma oval ab 1966 bis 1978) | | 2 | |
| Verkehrsbelastung (DTV; die ungünstigste Zeile ist maßgebend) | | | | |
| | DTV Kfz | und / oder | DTV SV | |
| 1. | ≥ 50.000 | | ≥ 10.000 | 3 |
| 2. | < 50.000 | | < 10.000 | 2 |
| | ≥ 25.000 | | ≥ 5.000 | |
| 3. | < 25.000 | | < 5.000 | 1 |
| Substanzkennzahl der Bauteilgruppe Überbau bzw. Vorspannung (SIB-Bauwerke; der ungünstigere Wert ist maßgebend) | | | | |
| 1. | | ZN ≥ 3,3 | 4 | |
| 2. | | 3,0 ≤ ZN < 3,3 | 3 | |
| 3. | | 2,7 ≤ ZN < 3,0 | 2 | |
| 4. | | 2,5 ≤ ZN < 2,7 | 1 | |
| 5. | | ZN < 2,5 | 0 | |

Anlage 2.2

Empfehlung zur Priorisierung für die Umsetzung baulicher Maßnahmen bei Bauwerken ohne Vorankündigung

Bei Bauwerken, bei denen gemäß dieser Handlungsanweisung kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden kann, soll die Anlage 2.2 dem Bau-
lastträger eine Entscheidungshilfe für eine Priorisierung für erforderliche Verstär-
kungs- oder Erneuerungsmaßnahmen geben. Eine Abschätzung der tatsächlichen
Gefährdung liefert die Reihung nicht.

Die Reihung beinhaltet folgende Teilabschnitte:

- Einteilung des Bauwerkes in Gefährdungsklassen;
- Bewertung des vorhandenen Spannstahls;
- Berücksichtigung der Verkehrsnetzbedeutung anhand der Verkehrsbelas-
tung;
- Bewertung der Überbausubstanz für eine wirtschaftliche Instandhaltung.

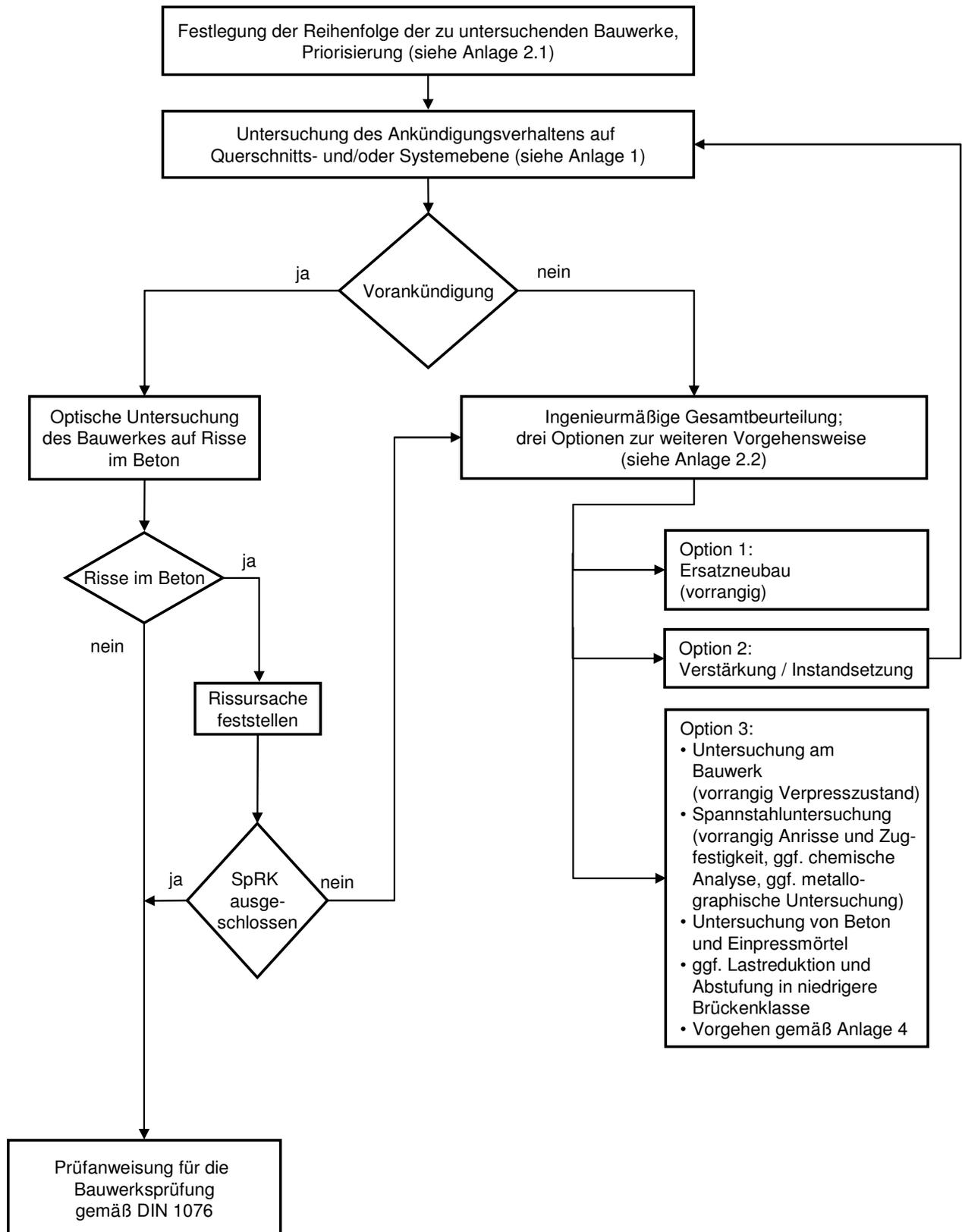
Als Ergebnis der Addition der Kategorien erhält jedes Bauwerk eine Gesamtpunkt-
zahl. Die Höhe der Punktzahl stellt die Dringlichkeit von Verstärkungs- oder Erneue-
rungsmaßnahmen für das Bauwerk dar.

zu Anlage 2.2

| Tragwerk | | | Punkte |
|---|--|-------------------|----------------------------|
| 1. Gefährdungsklasse I Restsicherheit $\gamma_p \leq 1,05$ oder log. Auftretenswahrscheinlichkeit $p_L \geq -3$ | | | 8 |
| 2. Gefährdungsklasse II Restsicherheit $\gamma_p \leq 1,10$ oder log. Auftretenswahrscheinlichkeit $p_L > -4$ | | | 6 |
| Spannstahleinstufung | | | |
| 1. stark gefährdet (Neptun rund/oval bis 1965, Sigma rund/oval bis 1965, Hennigsdorf rund/oval bis 1993) | | | 4 |
| 2. gefährdet (Sigma oval ab 1966 bis 1978) | | | 2 |
| Substanzkennzahl der Bauteilgruppe Überbau bzw. Vorspannung (gemäß SIB-Bauwerke; der ungünstigere Wert ist maßgebend) | | | |
| 1. | $\geq 3,0$ | | 3 |
| 2. | $< 3,0$ $\geq 2,5$ | | 2 |
| 3. | $< 2,5$ | | 1 |
| Verkehrsbelastung (DTV; die ungünstigste Zeile ist maßgebend) | | | |
| | <u>DTV Kfz</u> | und / oder | <u>DTV SV</u> |
| 1. | ≥ 50.000 | | ≥ 10.000 |
| 2. | < 50.000 ≥ 25.000 | | < 10.000 ≥ 5.000 |
| 3. | < 25.000 | | < 5.000 |
| Verkehrsnetzbedeutung | | | |
| Das Bauwerk liegt im Zuge einer | | | |
| 1. | Bundesautobahn | | 3 |
| 2. | Bundesstraße | | 2 |
| 3. | Landesstraße | | 1 |
| 4. | Kreis- / Gemeindestraße / Wirtschaftsweg | | 0 |

Anlage 3

Überprüfungsschema



Anlage 4

Weiterführende Untersuchungen zum Zustand des Spannstahls

Bauwerke ohne Vorankündigung oder Bauwerke, bei denen Zweifel an der Rissursache bestehen, können Untersuchungen am Bauwerk inklusive einer Untersuchung des Spannstahls erfordern.

Die Vorgehensweise bei der Probenentnahme und -auswertung ist nachfolgend beschrieben.

- 1) Zunächst müssen geeignete Stellen am Bauwerk für die Probenentnahme festgelegt werden.

Die Festlegung der Untersuchungspunkte und der Gesamtzahl muss in Abhängigkeit von:

- dem Bauverfahren;
- dem Bauablauf (Baufortschritt);
- der Anzahl der Haupttragglieder;
- der Lage der Bereiche ohne Vorankündigung und
- der Zugänglichkeit

erfolgen.

Die Proben müssen repräsentativ sein. In der Regel sind für das Gesamtbauwerk mindestens drei Stellen pro Spannrichtung (längs/quer) ausreichend. Die Gesamtzahl der Proben soll sich auch an der Gesamttonnage des eingebauten Spannstahls orientieren, wobei davon ausgegangen werden kann, dass die Größe einer Spannstahlcharge etwa 7 t beträgt.

Falls möglich sollten die Entnahmestellen in den kritischen Bereichen liegen. Im Regelfall sind dies auflagernahe Bereiche (Endauflager), Bereiche in der Nähe der Momentennullpunkte infolge ständiger Lasten oder Hüllrohrtieflagen, in denen sich korrosionsfördernde Medien angesammelt haben könnten. Nach endgültiger Auswahl der Entnahmestellen muss die Feineinmessung unter Zuhilfenahme des Bewehrungsplanes und eines zerstörungsfreien Ortungsverfahrens (z.B. Bewehrungssuchgerät, Georadar) erfolgen. Das Hüllrohr sollte vorsichtig unter Verwendung eines Bohrhammers ohne Beschädigung von Betonstahl freigelegt werden.

Der Einsatz von Kernbohrgeräten erweist sich zwar als arbeitstechnisch einfacher, muss aber mit äußerster Vorsicht vorgenommen werden, da es sehr leicht zu Verletzungen der Spannglieder oder des Betonstahls kommen kann.

Wird diese Methode angewendet, sollte noch eine ausreichende Betondeckung, die später mit einem Bohrhammer entfernt werden kann, vorgehalten werden.

Diese Betondeckung sollte ca. 1,5 cm betragen, da die Ausführung erfahrungsgemäß innerhalb dieser Toleranz liegt.

Die Freilegungsstelle sollte ca. 4-6 cm breiter als der Hüllrohrdurchmesser und ca. 60 bis 70 cm lang sein.

Insbesondere bei Arbeiten über Kopf kann vorsichtiges Höchstdruckwasserstrahlen vorteilhaft sein. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Hüllrohre nicht so stark beschädigt werden dürfen, dass Verpressmörtel ausgewaschen wird.

- 2) Die Öffnung der Hüllrohre sollte durch Aufschlitzen mit einem geeigneten Werkzeug längs der Mitte erfolgen, bei Durchführung von Potentialmessungen zunächst nur an einer Stelle in einem Bereich von ca. 3 - 5 cm. Hier wird das Hüllrohr aufgebogen und die Potentialmessung nach Auflegen eines mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung befeuchteten (nicht nassen) Zellstofftuchs durchgeführt. Danach wird der leicht befeuchtete Mörtelteil mit einem kleinen Meißel weggeschlagen.

Nun erfolgt die Öffnung des restlichen freigelegten Hüllrohrabschnitts durch mitiges Aufschlitzen und Aufbiegen der Ränder. Der Mörtel wird abgeschlagen und mit einer breiten Schale aufgefangen und sofort in ein luftdichtes Gefäß abgefüllt. Das Volumen des Gefäßes muss dem losen Mörtelschüttvolumen entsprechen. Im Labor werden der Chloridgehalt nach Heft 401 des DAfStb sowie der Nitrat-/ Nitrit- und Sulfidgehalt bestimmt. Optional kann im Labor der Wassergehalt durch Trocknung bei 105°C nach DIN 52170 bestimmt und nach der Trocknung die Wasseraufnahmefähigkeit nach DIN 51056 festgestellt werden. Setzt man diese beiden Werte in Beziehung, so lässt sich der prozentuale Feuchtegehalt ermitteln.

- 3) Der Verpresszustand des Mörtels muss nach dem Öffnen des Hüllrohres und der Entnahme der Spanndrahtproben durch visuelle Begutachtung festgestellt werden. Bei unvollständiger Verpressung ist der Korrosionszustand der Spanndrähte genau zu untersuchen und zu beschreiben. Nach Entfernung der eventuell vorhandenen Rostschichten müssen neben Rissen bzw. Anrissen auch die Tiefe gleichmäßigen Abtrags und die Abmessungen von Mulden oder Löchern festgestellt werden.
- 4) Abschließend wird eine Stahlprobe von mindestens 50 cm Länge herausgeschnitten. Der Trennschnitt soll in einem spitzen Winkel zur Stahlprobe erfolgen, um eine Beschädigung der Nachbarstähle zu verhindern. Auch das Unterlegen eines dünnen Stahlblechs (ca. 1 mm) zur Sicherung der tiefer liegenden Stähle hat sich bewährt.

Ergänzend sollte die Stahlprobe vor der Herausnahme mit einem Dehnungsmessstreifen versehen werden, um festzustellen, welche Vorspannung der Stahl besitzt. Anstelle mit Dehnungsmessstreifen kann die Dehnung eines Spanndrahts auch durch Messung der Länge eines markierten Drahtabschnittes vor (unter Spannung) und nach der Entnahme (spannungsfrei) mit geeigneten Me-

thoden ggf. auch mit einem Setzdehnungsmesser ermittelt werden. Der Spannstahl ist dazu im betreffenden Bereich vollständig vom umgebenden Verpressmörtel zu befreien, um Verfälschungen der Messwerte durch Reibung oder Restverbundwirkung auszuschließen (gilt für die Verwendung von DMS).

Die entnommene Spannstahlprobe wird mit einem geeigneten Verfahren (z.B. Magnetfluoreszenzmethode oder Digitalmikroskop) hinsichtlich evtl. vorhandener Anrisse oder Brüche untersucht.

Zusätzlich werden die Spannstahlproben im Labor auf ihre Festigkeits- und Verformungseigenschaften, den Korrosionszustand (z.B. Korrosionsnarben) und gegebenenfalls noch auf nicht festgestellte Anrisse überprüft. Darüber hinaus können die Proben zusätzlich in einem Speziallabor auf Zug- oder Druckeigenstressungen untersucht werden.

Ergeben die Zugversuche an den entnommenen Drähten eine Bruchfestigkeit $\beta_z > 1.700 \text{ MN/m}^2$ (Spannstahlüberfestigkeit) können Hinweise auf eine besonders hohe Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion vorliegen.

- 5) Das Verschließen der Öffnungsstellen erfolgt unter Beachtung der ZTV-ING, wobei darauf zu achten ist, dass zunächst als erste Schicht ein alkalisches, zementgebundenes Reparatursystem oder eine mindestens 4 cm starke Deckschicht reinem zementgebundenem Mörtel (w/z-Wert zwischen 0,4 und 0,45) aufgebracht wird.
- 6) Für übergeordnete Auswertungen sind am Einpressmörtel die in der nachfolgenden Tabelle A4-1 aufgeführten Werte zu bestimmen. Für die Beurteilung einer Gefährdung lassen sich zum gegenwärtigen Zeitpunkt dafür keine Grenzwerte angeben.

Tabelle A4-1: Zu untersuchende Mörtelbestandteile

| Chloridgehalt Gew.-% | Sulfidgehalt Gew.-% | Nitratgehalt Gew.-% | Rel. Feuchte Gew.-% |
|-------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | |

Halbquantitative, energiedispersive Röntgenanalysen (EDX) von Proben des Einpressmörtels können Hinweise auf korrosionsfördernde Substanzen (Chlorid, Sulfat) liefern.

Eine Potenzialmessung kann zur Gewinnung zusätzlicher Informationen vorgenommen werden. Die Verwendung der Ergebnisse für aktuelle Entscheidungen ist zurzeit nicht möglich.

- 7) Überfestigkeiten des Spannstahls $\beta_z > 1.700 \text{ N/mm}^2$ und Zugeigenspannungen an der Drahtoberfläche sind Indikatoren für eine besondere Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion des Spannstahles.

Korrosionsnarben auf der Spannstahloberfläche lassen auf eine Vorschädigung der Stähle aus dem Zeitraum vor oder während des Einbaus schließen.

- 8) Eine Stahlanalyse (z.B. Funkenspektralanalyse) und ein metallografischer Schliff können in Zweifelsfällen zur Unterscheidung zwischen Spanndrähten „älteren Typs“ und Spanndrähten „neueren Typs“ herangezogen werden und die Art der Stahlbehandlung (vergütet bzw. kalt gezogen) aufzeigen.

Anlage 5

Anwendungsbeispiel für das stochastische Verfahren

Im Folgenden wird das vereinfachte Verfahren beispielhaft auf einen Hauptträger einer Plattenbalkenbrücke angewendet (Bild A5-1). Das Bauwerk hat zwei Felder mit jeweils 21,40 m Spannweite und wurde in einem Guss hergestellt. Die Steghöhe beträgt 1,20 m. In Längsrichtung ist das Bauwerk mit Spann Stahl St 145/160 Sigma Oval 40 vorgespannt. Die verwendeten Spannglieder haben eine Querschnittsfläche von jeweils $A_z = 1.760 \text{ mm}^2$.

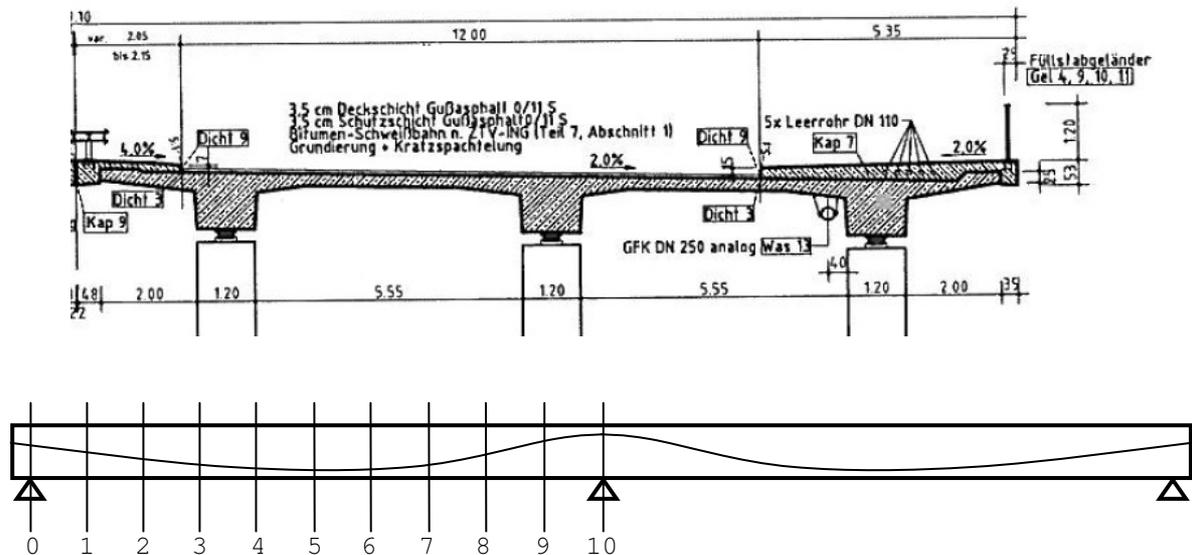


Bild A5-1 Querschnitt und Ansicht des Überbaus und der betrachteten Untersuchungsquerschnitte im ersten Feld

In Tabelle A5-1 ist das Vorgehen anhand der Ergebnisse eines Feldes dargestellt. Die Spalten (1) bis (3) enthalten Angaben zum jeweiligen Querschnitt sowie zur vorhandenen Spanngliedanzahl. In den Spalten (4) und (5) sind die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung des Ankündungsverhaltens nach Kapitel 6 zusammengefasst. Im Beispiel konnte bei der Untersuchung nach Kapitel 6 in den Querschnitten 9 und 10 kein ausreichendes Ankündungsverhalten nachgewiesen werden ($\gamma_p < 1,10$).

Das stochastische Verfahren beginnt mit der Spalte (6), in der die aus Spalte (5) ermittelten, auf ganze Spannglieder abgerundeten Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung $n_{cr,i}$ angegeben sind. Die erforderliche Restspannstahlfläche $A_{z,r,erf}$ ist in Spalte (7) angegeben. Hieraus werden in Spalte (8) die auf ganze Spannglieder aufgerundeten erforderlichen Spanngliedanzahlen $n_{br,i}$ bestimmt. In den Spalten (9) und (10) werden die bezogenen Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung sowie die bezogene zum Nachweis der Restsicherheit erforderliche Spanngliedanzahl ermit-

telt. Die Beiwerte $\kappa_{cr,i}$ sind nur in den Querschnitten zu ermitteln, in denen $n_{br,i} \leq n_{cr,i}$ gilt, während die Beiwerte $\kappa_{br,i}$ nur für die Querschnitte mit $n_{br,i} > n_{cr,i}$ zu ermitteln sind. Die Zeilen, in denen diese Kriterien nicht erfüllt sind, sind in Klammern angegeben. Infolge der Abrundung der Restspanngliedanzahl bei Rissbildung $n_{cr,i}$ und der Aufrundung der erforderlichen Restspanngliedanzahl $n_{br,i}$ ergibt sich außer für die Querschnitte 9 und 10 auch für den Querschnitt 1: $n_{br,i} > n_{cr,i}$ (kein Ankündungsverhalten).

Tabelle A5-1: Beispiel zur Ermittlung der Beiwerte $\kappa_{cr,max}$ und $\kappa_{br,max}$

| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) |
|------------------------------|-------|--|-------------------------------|------------------------------|------------|----------------------------------|------------|------------------------------------|------------------------------------|
| <i>i</i> Quer- schnitt | Lage | <i>s_i</i> Anzahl Spagl. | γ_p (nach Gl. 6) | $A_{z,r}$ (nach Gl. 3) | $n_{cr,i}$ | $A_{z,r,erf}$ (nach Gl. 7) | $n_{br,i}$ | $\kappa_{cr,i}$ (nach Gl. 8) | $\kappa_{br,i}$ (nach Gl. 9) |
| [Nr.] | [m] | [Anz.] | [-] | [cm ²] | [Anz.] | [cm ²] | [Anz.] | [-] | [-] |
| 0 | 0 | 7 | 1,92 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (0) |
| 1 | 2,14 | 7 | 1,35 | 28,6 | 1 | 25,4 | 2 | (0,14) | 0,29 |
| 2 | 4,28 | 7 | 2,01 | 66,0 | 3 | 46,4 | 3 | 0,43 | (0,43) |
| 3 | 6,42 | 7 | 2,16 | 79,2 | 4 | 53,1 | 4 | 0,57 | (0,57) |
| 4 | 8,56 | 7 | 2,10 | 82,5 | 4 | 56,8 | 4 | 0,57 | (0,57) |
| 5 | 10,70 | 7 | 1,98 | 81,6 | 4 | 59,7 | 4 | 0,57 | (0,57) |
| 6 | 12,84 | 7 | 2,01 | 80,4 | 4 | 58,4 | 4 | 0,57 | (0,57) |
| 7 | 14,98 | 7 | 2,38 | 84,3 | 4 | 51,2 | 3 | 0,57 | (0,43) |
| 8 | 17,12 | 7 | 2,18 | 74,9 | 4 | 46,6 | 3 | 0,57 | (0,43) |
| 9 | 19,26 | 9 | 0,47 | 0 | 0 | 7,6 | 1 | (0) | 0,11 |
| 10 | 21,40 | 9 | 0,28 | 0 | 0 | 17,4 | 1 | (0) | 0,11 |

| | |
|--|--|
| $\kappa_{cr,max} =$ 0,57 (nach Gl. 10) | $\kappa_{br,max} =$ 0,29 (nach Gl. 11) |
|--|--|

Bild A5-2 verdeutlicht die Ergebnisse, indem die in den jeweiligen Nachweisschnitten vorhandenen Spanngliedanzahlen (vorhandene Spagl.-Anzahl) den Restspanngliedern $n_{cr,i}$ (Rest-Spagl.) bei Rissbildung sowie den zur Sicherstellung einer ausreichenden Restsicherheit erforderlichen Spanngliedern $n_{br,i}$ (erf. Rest-Spagl.) gegenüber gestellt werden.

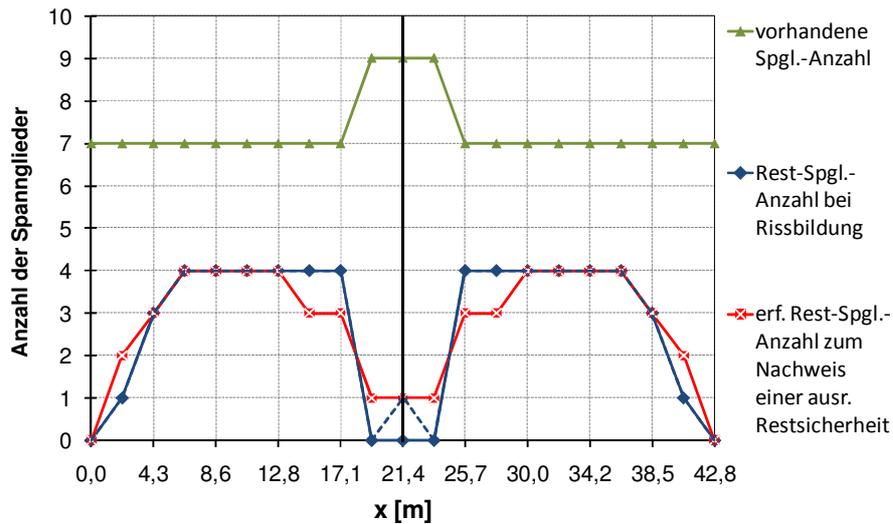


Bild A5-2 Darstellung des Ergebnisses der rechnerischen Untersuchung des Ankündigungsverhaltens

Die Ergebnisse der einzelnen Nachweisschnitte werden zur Ableitung einer Aussage für das Gesamtsystem zusammengefasst. Der Eingangswert x ermittelt sich aus den Maximalwerten $\kappa_{Cr,max}$ und $\kappa_{br,max}$ nach Gleichung (12):

- $x = \kappa_{Cr,max} - \kappa_{br,max} = 0,57 - 0,29 = 0,28$

Die weiteren Parameter des vereinfachten Verfahrens bestimmen sich wie folgt:

- Anzahl Untersuchungsquerschnitte $q = 11$
- Querschnitte mit maximaler Spanngliederanzahl $q_s = 2$
- Maximale Spanngliederanzahl $s_{max} = 9$
- Minimale Spanngliederanzahl $s_{min} = 7$
- Parameter a (nach Gl. 14)
$$a = \frac{47}{\left[7 + \frac{2}{11} \cdot (9 - 7)\right]^{0,10}} - 60 = -21,51$$
- Parameter b (nach Gl. 15)
$$b = \frac{25}{\left[7 + \frac{2}{11} \cdot (9 - 7)\right]^2} + 0,25 = 0,71$$

Hiermit wird die logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung nach Gleichung (13) bestimmt:

- log. Auftretenswahrscheinlichkeit $p_L = a \cdot x + b = -21,51 \cdot 0,28 + 0,71 = -5,31$

Die logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung ist damit kleiner als

der Schwellenwert von $p_L = -4$ gemäß Gleichung (16). Die Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung kann somit als ausreichend gering und das Ankündigungsverhalten im ersten Feld der Brücke als ausreichend angesehen werden. Da beide Brückenfelder symmetrisch ausgebildet und bewehrt sind, kann das Ergebnis des ersten Feldes auf das zweite Feld übertragen werden. Daher erübrigt sich ein expliziter Nachweis für das zweite Feld, sodass das Ankündigungsverhalten der Brücke insgesamt als gegeben angesehen werden kann.

Anlage 6

Hinweise und Erläuterungen zur Handlungsanweisung

Zu 1) Phänomen Spannungsrisskorrosion [1 bis 11, 19, 21 bis 23]

Brüche von Spannstählen in Konstruktionen sind überwiegend auf eine wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion (SpRK) zurückzuführen. Unter Spannungsrisskorrosion versteht man die Rissbildung und Rissausbreitung unter Einwirkung wässriger Korrosionsmedien bei statischer Zugbeanspruchung.

Kennzeichnend ist eine verformungsarme Trennung, die einher geht mit einer mehr oder weniger stark ausgeprägten anodisch abtragenden Korrosion. So können Brüche einerseits oft ohne erkennbar abtragende Korrosion und ohne sichtbare Korrosionsprodukte vorliegen, während andererseits auf der Stahloberfläche loch- oder muldenförmige Korrosionsangriffe festgestellt werden können, in deren Lochgrund sich Anrisse gebildet haben. Die Brüche sind makroskopisch spröde: die Bruchfläche liegt senkrecht zur angreifenden Kraft und eine Brucheinschnürung ist nicht vorhanden. Der Bruchausgang befindet sich stets an der Stahloberfläche. Zum Teil reichen bereits die im Werkstück vorhandenen Eigenspannungen als Zugbeanspruchung aus, um einen Bruch auszulösen. Im Gegensatz zu vielen anderen Korrosionserscheinungen ist das Versagen des Bauteils durch plötzlichen spröden Bruch nicht unbedingt an eine mit bloßem Auge erkennbare Vorschädigung gebunden.

Brüche infolge wasserstoffinduzierter SpRK setzen folgende Bedingungen voraus, die gleichzeitig erfüllt sein müssen:

- empfindlicher Werkstoff bzw. Werkstoffzustand;
- ausreichend hohe Zugbeanspruchung (auch Eigenspannungen im Stahl);
- mindestens ein geringer Korrosionsangriff (als Medium reichen z.B. Wasser oder Kondensat aus).

Während eines Korrosionsprozesses an der Stahloberfläche freigesetzter atomarer Wasserstoff kann vom Stahl absorbiert werden. Im Stahl gelöster Wasserstoff hinreichender Konzentration ist in kritischen Bereichen des Gefüges in der Lage, durch Absenken der Trennfestigkeit des Metallgitters feinste Risse zu bilden und so genanntes „unterkritisches“ Risswachstum (Rissausbreitung unterhalb der Bruchzähigkeit des Werkstoffes) zu ermöglichen. Bei Spannstählen wird dieser Vorgang der Schädigung in besonderer Weise durch die so genannte Empfindlichkeit bestimmt, welche durch Zeitstandversuche in speziellen, zumeist thiocyanathaltigen Lösungen (z.B. die so genannte FIP-Lösung) überprüft wird. Steigende Wasserstoffgehalte im Stahl und zunehmende Spannungen (Überfestigkeiten) fördern die Empfindlichkeit bzw. die Gefahr eines wasserstoffinduzierten Bruches.

Die Bildung von atomarem Wasserstoff an der Stahloberfläche und damit das Auftreten von SpRK bei empfindlichen Stählen werden vor allem durch folgende Korrosionsbedingungen ermöglicht:

- eine Aktivierung bzw. Depassivierung bestimmter Bereiche der Stahloberfläche;
- Bedingungen, die Loch- und Muldenkorrosion am Stahl begünstigen (z.B. Sulfat- und Chloridangriff). Im Bereich der Korrosionsvertiefungen/Korrosionsnarben säuert sich der Elektrolyt durch Hydrolyse von Eisenionen an, wodurch die Wasserstoffionenkonzentration an der Stahloberfläche lokal ansteigt (lochfraßinduzierte SpRK). Auch unter Spaltkorrosionsbedingungen, z.B. bei Kontakt von Spannstählen untereinander oder mit dem Hüllrohr, bestehen Möglichkeiten für Ansäuerungen und Wasserstoffbildung;
- die Anwesenheit von bestimmten Stoffen (Promotoren), welche eine Rekombination des schädlichen atomaren zu unschädlichem, molekularem Wasserstoff behindern. Besonders gravierend können Promotoren wie Schwefel-, Arsen-, Thiocyanat- und Selenverbindungen wirken, welche sämtlich in der Praxis des Betonbaus vorkommen können.

Solche Bedingungen können in der Praxis des Spannbetonbaus im noch nicht mit Zementstein/Beton umhüllten Zustand, also noch während der Verarbeitung vorliegen oder während der späteren Nutzung der Spannbetonkonstruktion allmählich eintreten. Brüche während der Verarbeitung sind stets die Folge eines noch nicht vorhandenen Schutzes bei Vorliegen korrosionsfördernder bzw. aggressiver Verhältnisse. Deshalb ist es wichtig, dass durch entsprechende bautechnische Maßnahmen vor dem Verpressen von Spanngliedern eine schädigende Korrosion vermieden wird.

Schäden während der Nutzung, oft erst mehrere Jahre bis Jahrzehnte nach Inbetriebnahme, sind in der Regel schwerwiegender. Ursache späterer Schäden oder gar eines Versagens ist ein von Anfang an nicht oder nur unzureichend vorhandener alkalischer Schutz oder ein Verlust dieses Korrosionsschutzes durch Karbonatisierung und/oder eine Depassivierung nach Chloridangriff.

Hierfür verantwortlich sind im Regelfall zunächst durch Planung und/oder Ausführung bedingte Mängel und sich als fehlerhaft oder unzweckmäßig erweisende konstruktive Maßnahmen. Ausführungsmängel und konstruktive Fehler betreffen z.B. die fehlende oder unvollständige Verfüllung der Hüllrohre mit Einpressmörtel bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund (ein mörtelfreier Spannstahlabschnitt ist einem Korrosionsrisiko ausgesetzt, wenn Feuchtigkeit eindringen kann und Sauerstoff zu den Hohlräumen Zutritt hat), die Betontechnologie (Betondeckung und -güte zu gering, u.U. freiliegende Spannglieder bzw. Spannstähle), die Technologie bei der Bauteilherstellung, aber auch fehlerhafte Abdichtungen (nicht vorhanden oder schadhaft) und schadhafte Entwässerungen, die zu starken Salzbelastungen des Betons führen können, und sehr selten das Auftreten von Rissen außerhalb und in Koppelfugen bei Spannbetonbrücken. Auch eine bei der Verarbeitung der Spannstähle entstehende Vorschädigung des Stahls in Form

von Korrosion oder Anrissen in Verbindung mit deren Empfindlichkeit gegenüber Wasserstoff kann für ein späteres Versagen von Bauteilen verantwortlich sein. Des Weiteren können ungeeignete Baustoffe (Beton, Einpressmörtel bzw. deren Ausgangsstoffe), bedingt durch ihre Zusammensetzung bzw. spezifische Wirkung, Korrosion und SpRK direkt oder indirekt fördern. Die wohl bekanntesten Beispiele sind die Verwendung von Tonerdeschmelzzement und chloridhaltigem Abbindebeschleuniger.

SpRK in Anwesenheit von Wasserstoff – eine Wasserstoffentwicklung ist unter starker Sauerstoffarmut auch im alkalischen Milieu möglich, z.B. in Spalten oder Berührungstellen zwischen den Drähten – setzt stets wasserstoffempfindliche Stähle voraus. Empfindliche Spannstähle können als Folge einer fehleingeschätzten technischen Entwicklung oder durch unbeabsichtigte Abweichungen von der angestrebten Güte auf den Markt gelangen. So erhöhen z.B. unbeabsichtigte Überfestigkeiten des Stahlgefüges das Risiko gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion.

Die bisherigen Auswertungen von Schäden an Spannbetonbauwerken haben ergeben, dass Spannstahlbrüche infolge wasserstoffinduzierter SpRK an bestehenden Konstruktionen immer zurückgeführt werden können auf:

- Schäden bei der Erstellung von Spannbetonkonstruktionen infolge fehlerhafter Behandlung der Stähle bei Transport, Lagerung und Einbau;
- Schäden im Zeitraum der Nutzung infolge von Planungsfehlern, Ausführungsfehlern, Anwendung ungeeigneter Baustoffe.

An den nach etwa 1970 erstellten Konstruktionen ist die Schadenshäufigkeit stark zurückgegangen und schwerwiegende Schäden tendieren gegen Null. Die aus Schadensanalysen und Forschung gewonnenen Erkenntnisse über derartige Zusammenhänge hatten nämlich über Jahre hinweg die korrosionstechnischen Regeln des Spannbetonbaus stetig verbessert und zu Modifizierungen des konstruktiven Regelwerkes bis zum Verbot von ungeeigneten Baustoffen geführt. Die heute existierenden, den Korrosionsschutz und angrenzende Bereiche betreffenden Richtlinien und Normen berücksichtigen alle Vorfälle der Vergangenheit.

Im Spannbetonbau sind am ehesten die Voraussetzungen für klassische SpRK, d.h. Rissbildung und -ausbreitung bei rein statischer Beanspruchung, gegeben. Sollten jedoch Schwellbeanspruchungen oder nutzungsbedingte Dehnungsänderungen möglich sein, wird die Gefahr des Auftretens von Brüchen erhöht, da die wasserstoffinduzierte SpRK (klassische SpRK) durch die so genannte nichtklassische SpRK überlagert werden kann.

Während man anfangs davon ausging, dass durch Spannungsrisskorrosion induzierte Brüche nur im unverpressten Zustand auftreten, dass aber nach dem Einbetten der Drähte in einen alkalischen Injektionsmörtel ein bereits in Gang gekommener Korrosionsprozess gestoppt wird, gaben zwei Schadensfälle im Bereich des Hochbaus mit dem o.a. Spannstahl Neptun N40 der Firma Felten & Guillaume zu der Vermutung Anlass, dass ein sehr langsam fortschreitender Korrosionsprozess

bei diesem Spannstahl auch bei ordnungsgemäß verpressten Spanngliedern möglich ist. Dies wurde bisher nicht widerlegt [12]. Folglich muss davon ausgegangen werden, dass ein Risswachstum von Anrissen oder Brüchen infolge Vorschädigungen auch im alkalischen Milieu möglich ist.

Der derzeitige Erkenntnisstand ist, dass nur bestimmte Chargen von Spannstählen älterer Produktion eine besonders hohe Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter SpRK aufweisen. Dazu gehören [4, 10 bis 17]:

- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt oval oder rund, Hersteller Felten & Guillaume Carlswerke AG, Handelsname Neptun, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet,
Materialkennwerte:
Streckgrenze $\beta_{Sz} = \beta_{0,2} = 1.420 \text{ N/mm}^2$, Zugfestigkeit $\beta_z = 1.570 \text{ N/mm}^2$, Elastizitätsmodul $E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$, Bruchdehnung $A_{10} = 6 \%$, Gleichmaßdehnung $A_G = 2 \%$;
- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt oval oder rund, Hersteller Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG, Handelsname Sigma, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet, Produktionszeitraum bis 1978 gefährdet (nur oval),
Materialkennwerte:
Streckgrenze $\beta_{Sz} = \beta_{0,2} = 1.420 \text{ N/mm}^2$, Zugfestigkeit $\beta_z = 1.570 \text{ N/mm}^2$, Elastizitätsmodul $E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$, Bruchdehnung $A_{10} = 6 \%$, Gleichmaßdehnung $A_G = 2 \%$;
- Vergüteter Hennigsdorfer Spannstahl St 140/160 [kN/cm^2], Querschnitt oval oder rund, Hersteller VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf (ehemals DDR); Vergütungsprozess durch Ölschlussvergütung bzw. Hochtemperatur-Thermo-Mechanische-Behandlung (HTMB-Stähle), Produktionszeitraum bis 1993 stark gefährdet,
Materialkennwerte:
Streckgrenze $\beta_{Sz} = \beta_{0,2} = 1.370 \text{ N/mm}^2$, Zugfestigkeit $\beta_z = 1.570 \text{ N/mm}^2$, Elastizitätsmodul $E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$, Bruchdehnung $A_{10} = 6 \%$, Gleichmaßdehnung $A_G = 2 \%$.

Der Spannstahl St 140/160 ist ein vergüteter Spannstahl, der von etwa 1960 bis 1980 durch ein nochmaliges Erwärmen und abschließender Ölschlussvergütung (Härtung) mit nachträglichem Anlassen auf ca. 450°C in einem Bleibad die gewünschten Eigenschaften erhielt. Die chemische Zusammensetzung entspricht der des naturharten Stahls St 60/90. Auf Grund des hohen Silizium- und Mangananteils trägt der Stahl auch die Markenbezeichnung 65SiMn5. Ab ca. 1980 wurde in Hennigsdorf die Spannstahlproduktion auf ein anderes Herstellverfahren, das Hochtemperatur-Thermo-Mechanische-Behandlungsverfahren (HTMB), umgestellt, bei dem die Vergütung des Spann-

stahls unmittelbar an den Walzvorgang gekoppelt war. Unmittelbar nach dem letzten Walzprozess wurde dafür die noch heiße Spannstadler in einem Öl- oder Salzbad stark heruntergekühlt, wodurch ein glashartes und bis in den Kern reichendes martensitisches Gefüge entstand.

Durch ein mehrstufiges Anlassen wurden letztlich die gewünschten Festigkeits- und Zähigkeitseigenschaften eingestellt. Einhergehend mit der Umstellung der Wärmebehandlung änderte sich geringfügig die chemische Zusammensetzung und führte zu einer leichten Erniedrigung des Mangan- und zu einer geringen Erhöhung des Chromanteils. Damit wollte man zum einen der geänderten Temperaturführung während des Vergütens gerecht werden, zum anderen sollte die neue Stahlrezeptur zu einem verbesserten Spannungsrisskorrosionsverhalten des Stahls beitragen. Mit der Einführung der TGL 12520/06 vom 01.04.1984 war die Umstellung des Herstellverfahrens abgeschlossen [15, 18]. Seit 1982 wurde die Produktion sukzessive umgestellt und ab dem 2. Halbjahr 1983 der Spannstadler ausschließlich nur noch über HTMB hergestellt.

Nachträglich durchgeführte Spannungsrisskorrosionsversuche in praxiskonformen Prüflösungen (so genannte DIBt-Tests) haben gezeigt, dass die Empfindlichkeit der Hennigsdorfer Stähle mit den vergüteten Neptun- bzw. Sigma-Stählen des so genannten „älteren Typs“ (Herstellung bis 1965) ohne Chromzusatz vergleichbar ist. Dies ist mit der chemischen Zusammensetzung des Stahls zu begründen. Die Stähle des „älteren Typs“ besitzen gegenüber den nach 1965 produzierten, vergüteten Spannstählen „neueren Typs“ insbesondere einen erhöhten Kohlenstoffgehalt (ohne Chrom-Zulegierung), der aus Sicht der Spannungsrisskorrosion ungünstiger zu bewerten ist als die heutzutage verwendeten chromhaltigen „neuen Typen“ mit niedrigerem Kohlenstoffgehalt.

Versuche haben auch gezeigt [19], dass unter depassivierenden Verhältnissen der Hennigsdorfer Spannstadler besonders anfällig gegenüber einer wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion ist. Solche Bedingungen liegen vor, wenn die Stahloberfläche noch nicht bzw. nicht mehr durch eine Passivschicht geschützt ist, z.B. vor dem Verpressen von Hüllrohren. In diesen Fällen kann bereits eine Kondenswasserbildung ausreichen, um Anrisse zu initiieren. Die Anrisse im Stahl können sich auch im verpressten Zustand der Hüllrohre weiterentwickeln und ggf. unter Gebrauchsspannungen zum Versagen führen.

Obwohl ca. 1980 eine Produktionsumstellung erfolgte, um das Verhalten der Stähle gegenüber Spannungsrisskorrosion zu verbessern, wird der Hennigsdorfer Spannstadler bis zum Produktionsende 1993 als stark gefährdet angesehen, solange keine gesicherten Informationen über eine Nichtgefährdung vorliegen.

Brücken, in die der gefährdete Spannstahl eingebaut wurde, bergen ein hohes Risiko, sofern sich der Versagenszustand des Tragwerks nicht rechtzeitig ankündigt und spontan eintreten kann. Mit einem rechnerischen Nachweis zum Ankündigungsverhalten nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium lässt sich das Versagensrisiko eines Bauwerks beurteilen. Ein ausreichendes Ankündigungsverhalten und damit eine Risikominimierung ist dann gegeben, wenn sich bereits frühzeitig und unter Gebrauchslasten eine deutlich erkennbare Rissbildung einstellt, noch bevor im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Volllasten die Tragsicherheit auf ein unzulässig niedriges Niveau fällt. Mit dem Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens wird sichergestellt, dass sich ein eventueller Bruch duktil einstellt.

Spannstähle mit einem Herstellungsdatum nach 1978 (ausgenommen Hennigsdorfer Spannstahl) wurden durch gezielte Legierungsänderungen unempfindlicher gegenüber Spannungsrisskorrosion eingestellt. Darüber hinaus müssen die Spannstähle im Rahmen des Zulassungsverfahrens strenge Qualitätskontrollen und Zulassungsversuche bestehen, bevor sie auf den Markt kommen. Dieser Umstand, der zahlreichen Forschungs- und Prüfungsergebnissen zu verdanken ist, gewährleistet, dass auch unter extremen korrosiven Einwirkungen für Sigma-Stähle und auch für Neptun-Stähle keine Gefährdung durch eine besondere Anfälligkeit gegenüber Spannungsrisskorrosion mehr gegeben ist. Dazu beigetragen haben aber auch die inzwischen deutlich verbesserten Ausführungs- und Verarbeitungsbedingungen im Spannbetonbau.

Als unempfindlich gegenüber Spannungsrisskorrosion werden im Allgemeinen auch kaltgezogene Drähte angesehen [7, 10, 15]. Durch mehrere hintereinander geschaltete Ziehstufen werden durch Kaltziehen die vorpatentierten Stähle auf Federhärte gebracht. Kaltgezogene Spannstähle werden in Deutschland je nach Durchmesser bis zu einer Zugfestigkeit von 1.770 N/mm² hergestellt.

Zu 3) Grundlagen zur Überprüfung des Ankündigungsverhaltens

Durch den Ausfall einzelner Spannglieder sinkt die Querschnittstragfähigkeit ab. Die Betonzugspannungen und folglich auch die Stahldehnungen wachsen an, was zur Rissbildung im Beton führt, weil die Betonzugfestigkeit bzw. seine Bruchdehnung überschritten wurde. Die visuell feststellbaren Risse sollen als Signal für eine Überlastung des Tragwerks infolge sinkender Querschnittstragfähigkeit dienen, um rechtzeitig Gegenmaßnahmen einleiten und einem Kollaps vorbeugen zu können.

Zur Vereinfachung der Anwendung der Handlungsanweisung insbesondere im Hinblick auf eine eventuelle Übernahme von Ergebnissen der Ausführungsstatik bzw. Einstufungsberechnung nach erfolgter Plausibilitätsprüfung wurde die seinerzeit gebräuchliche Notation beibehalten.

Zu 4) Vorgaben zu den Einwirkungen

Verkehr

Für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens ist jenes Verkehrslastmodell der Berechnung zu Grunde zu legen, welches der Ausführungsstatik bzw. der letzten Einstufungsberechnung als Basis diene. Dies wird in der Mehrzahl der Fälle die Brückenklasse 60 (BK60) gemäß DIN 1072 [20] sein.

Um dem gestiegenen Verkehrsaufkommen auf den Brücken gerecht zu werden, wurde der häufige Verkehrslastanteil auf 50% der Verkehrsregellast angehoben. Eine Erhöhung des generellen Verkehrslastniveaus für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens ist, sofern keine Aufstufung der Brückentragfähigkeit erfolgen soll, nicht notwendig. Dabei ist zu beachten, dass in den meisten Fällen das Verkehrslastmodell keinen wesentlichen Einfluss auf das Ankündigungsverhalten hat, da bei stärkerer Verkehrsbeanspruchung der Brücke im Allgemeinen der häufige Verkehrslastanteil angepasst werden muss und damit die Risserkennung verbessert wird. Eine Erhöhung der Verkehrsbeanspruchung würde zu einer früheren Rissbildung und damit zu einer Vergrößerung der Restspannstahlfläche führen, sodass in der Konsequenz die Restsicherheit praktisch nicht beeinflusst wird. Eine Gefährdung der Restsicherheit besteht bei höherer Verkehrsbeanspruchung daher nicht, zumal weitere Sicherheitselemente (z.B. die Einführung von Teilsicherheitsfaktoren oder den Lastfall ΔT im Zustand I) eingeführt wurden.

Es sei an dieser Stelle betont, dass der Nachweis des Ankündigungsverhaltens mit höheren als den der Ausführungsstatik oder Einstufungsberechnung zu Grunde liegenden Verkehrslasten nur das Ankündigungsverhalten umfasst, aber nicht den Status einer vollständigen Nachrechnung bzw. Aufstufungsberechnung besitzt.

Bei normaler Verkehrsführung betragen die Biegemomente aus dem fließenden Verkehr nur einen Bruchteil der Biegemomente gemäß Verkehrslastbild nach DIN 1072. Auch normale Stausituationen gelten als abgedeckt. Eine baustellenbedingte 4:0-Verkehrsführung infolge von Instandsetzungsarbeiten verdichtet jedoch die Verkehrsführung und erfordert ggf. zusätzliche Betrachtungen. Dieser Sachverhalt kann auch bei Überfahrten von Schwertransporten bedeutsam sein.

Linearer Temperaturunterschied

In den Nachweisen zur Ermittlung der Restspannstahlfläche und der Restsicherheit sind die Temperaturunterschiede jeweils gleichsinnig anzusetzen.

Häufige Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur

In der Kombinationsvorschrift einer häufigen Einwirkung im Sinne dieser Handlungsanweisung werden Verkehr und Temperatur zu jeweils 50 % angesetzt. Eine darüber hinausgehende Abminderung ist nicht zulässig. Insbesondere ist die Überlagerungsvorschrift aus DIN 1072, Abs. 4.1.3 [20] nicht anzuwenden.

Statisch unbestimmte Biegemomente infolge Vorspannung

Das statisch unbestimmte Moment infolge Vorspannung tritt nur bei statisch unbestimmten Systemen auf. Dieses Moment ist in der Berechnung unabgemindert bezogen auf den intakten Vorspannzustand einzusetzen, weil es durch den örtlichen Ausfall von Spanngliedern praktisch nicht beeinflusst wird, obwohl die Tragfähigkeit erheblich gemindert sein kann [12, 13]. Die guten Verbundeigenschaften der vergüteten, gerippten Drähte der Spannglieder bewirken, dass selbst bei lokalem Ausfall eines ganzen Spannglieds über die Verbundwirkung die volle Vorspannung über kurze Strecken – meist wenige Dezimeter – wieder eingetragen werden kann. Auch bei gleichmäßig ausgeprägter Rissbildung im Feld- und Stützbereich ist keine nennenswerte Änderung des Zwängungsmoments zu erwarten, da es lediglich vom Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Feld- und Stützbereich, jedoch nicht von den absoluten Größen abhängt.

Grundsätzlich wird von der Annahme ausgegangen, dass eine vollständige Verpressung der Hüllrohre, d.h. Vorspannung mit vollem Verbund, vorliegt. Diese Annahme ist praxisnah und zugleich hinreichend genau insbesondere auch vor dem Hintergrund, dass weitere Sicherheiten, wie z.B. das Dehnungsvermögen des Spannstahls für etwaige Umlagerungen, nicht berücksichtigt wurden.

Stützensenkung

Eine in Längsrichtung zwischen Nachbarstützungen unterschiedlich große Stützensenkung braucht nicht berücksichtigt zu werden, da Verformungen des Baugrunds im Gründungsbereich der Bauwerke als abgeschlossen angesehen werden und evtl. Zwängungsspannungen weitgehend abgebaut sind.

Zu 5) Vorgaben zu den Tragwiderständen

Mechanische Kennwerte von Beton

Die zentrische Betonzugfestigkeit, die der Ermittlung der Restspannstahlfläche zu Grunde zu legen ist, ergibt sich aus nachfolgender Gleichung.

$$\beta_{bZ} = 0,25 \cdot \beta_{wN}^{2/3} \quad (16)$$

Dabei sind

β_{bZ} Zentrische Betonzugfestigkeit, mindestens jedoch 2,7 N/mm²;

β_{wN} Nennfestigkeit des Betons.

Beim Ansatz der Betonzugfestigkeit wird berücksichtigt, dass die Vergrößerung der Zugfestigkeit infolge der Nacherhärtung des Betons in etwa durch die Abminderung der Zugfestigkeit bei Dauerzugbeanspruchung kompensiert wird. Ausgehend vom 95%-Fraktile der Zugfestigkeit ergeben sich unter Beachtung einer Abminderung infolge von Eigenspannungen (Abminderungsfaktor 0,8) etwa die in Tabelle 1 ange-

gebenen Betonzugfestigkeiten. Da die Annahme einer zu geringen Zugfestigkeit beim Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf der unsicheren Seite liegt, ist ein Mindestwert der Zugfestigkeit von 2,7 N/mm² anzusetzen. Siehe dazu auch Tabelle A6-1.

Vereinfachend können für die Überprüfung des Ankündigungsverhaltens die zentrischen Betonzugfestigkeiten in Abhängigkeit der früher verwendeten Güteklassen des Betons der Tabelle 1 entnommen werden. Soll im Ausnahmefall eine andere als in Tabelle 1 genannte Betonzugfestigkeit in die Rechnung eingesetzt werden, so sind die Werte an Proben aus dem Bauwerk zu verifizieren. Dafür sind dem Bauwerk mindestens sechs geeignete Proben zu entnehmen und einer Zugprüfung zu unterwerfen. Der arithmetische Mittelwert der Betonzugfestigkeit ist zur Berücksichtigung des Dauerstandseinflusses und möglicher Eigenspannungen mit dem Faktor 0,80 abzumindern.

Tabelle A6-1: Maßgebende Betonzugfestigkeiten

| Betonsorte | B 300 | B 450 | B 600 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 |
|---|---|------------|------------|------------------|------------|------------|
| Regelwerk | DIN 4227:1953-10 bzw. TGL 0-4227:1963-05 | | | DIN 4227:1973-06 | | |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) |
| Anzusetzende Betonzugfestigkeit β_{bz} (Tabelle 1) [N/mm ²] | 2,7 | 2,9 | 3,6 | 2,7 | 3,2 | 3,6 |
| Vergleichsrechnung gemäß Empfehlungen [14] | | | | | | |
| Mittelwert der Betondruckfestigkeit [N/mm ²] | 30 | 45 | 60 | -- | -- | -- |
| Nennfestigkeit β_{WN} [N/mm ²] | 25 *) | 40 *) | 55 *) | 35 | 45 | 55 |
| $\beta_{bz} = 0,25 \cdot \beta_{WN}^{2/3}$ [N/mm ²] | 2,1 | 2,9 | 3,6 | 2,7 | 3,2 | 3,6 |
| min β_{bz} [N/mm ²] | 2,7 | 2,7 | 2,7 | 2,7 | 2,7 | 2,7 |
| maßgebend β_{bz} [N/mm ²] | 2,7 | 2,9 | 3,6 | 2,7 | 3,2 | 3,6 |
| Vergleichsrechnung nach DIN-Fachbericht 100 [24] und Nachrechnungsrichtlinie [29] | | | | | | |
| $f_{cm,cube200}$ [N/mm ²] | 30 | 45 | 60 | -- | -- | -- |
| $f_{ck,cube200} = 0,85 \cdot f_{cm,cube200}$ [N/mm ²] | 25,5 | 38,25 | 51 | 35 | 45 | 55 |
| $f_{ck} = 0,92 \cdot 0,86 \cdot f_{ck,cube200}$ #) [N/mm ²] | 20 | 30 | 40 | 27,5 | 35,5 | 43,5 |
| $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ [N/mm ²] | 2,2 | 2,9 | 3,5 | 2,7 | 3,2 | 3,7 |
| $f_{ctk;0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ [N/mm ²] | 2,9 | 3,8 | 4,6 | 3,5 | 4,2 | 4,8 |
| Faktoren zur Berücksichtigung | | | | | | |
| - der Nacherhärtung (50 Jahre) | 1,27 | 1,27 | 1,27 | 1,27 | 1,27 | 1,27 |
| - des Dauerstandseinflusses | 0,75 | 0,75 | 0,75 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| - der Eigenspannungen | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 |
| Rechnerische Zugfestigkeit ($\geq 2,7$) [N/mm ²] | 2,7 | 2,9 | 3,5 | 2,7 | 3,2 | 3,6 |
| *) Angenommene Werte gemäß [14] | | | | | | |
| #) Faktor 0,92 zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen Faktor 0,85 zur Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit (200 mm) auf die Zylinderdruckfestigkeit | | | | | | |

Für den Nachweis der Restsicherheit ist eine rechnerische Betondruckfestigkeit von $\beta_R = 0,6 \cdot \beta_{WN}$ anzusetzen. Die Spannungsdehnungslinie ist für den Beton als Parabel-Rechteck entsprechend Bild 1 anzunehmen. Zur Vereinfachung darf die Spannungsdehnungslinie für den Beton auch bilinear gemäß Bild 2 angenommen werden. Ein gleichwertiger Spannungsblock darf angesetzt werden.

Rechnerische Streckgrenze für Betonstahl

Anhand von Versuchen zum Ankündigungsverhalten [13] wurde festgestellt, dass die tatsächlichen Bruchlasten unter schrittweisem Ausfall an Spannbewehrung allgemein größer ausfielen als die, die mit der theoretischen Streckgrenze errechnet wurden. Ursächlich verantwortlich wurden die höheren Festigkeiten des Betons und des Spannstahls angesehen, was sich auch anhand von Stahlproben nachweisen ließ. Deshalb ist es vertretbar und sinnvoll und wurde auch in der ursprünglichen Empfehlung so gehandhabt, von den Mittelwerten der Streckgrenzen der Stähle in der Berechnung auszugehen.

Der Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls darf deshalb bei der Bestimmung der Restsicherheit mit maximal der 1,1-fachen Nennstreckgrenze angesetzt werden. Damit ergeben sich für die verwendeten Betonstahlsorten folgende Rechenwerte der Streckgrenzen [12, 14]:

- BSt I: $1,1 \cdot 220 \text{ N/mm}^2 = 242 \text{ N/mm}^2$
- BSt II a und b: $1,1 \cdot 360 \text{ N/mm}^2 = 396 \text{ N/mm}^2$
- BSt III a und b: $1,1 \cdot 420 \text{ N/mm}^2 = 462 \text{ N/mm}^2$
- BSt IV a und b: $1,1 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 550 \text{ N/mm}^2$.

Rechnerische Streckgrenze für Spannstahl

Im Restquerschnitt hat der verbleibende Spannstahl bis zum Erreichen der Streckgrenze β_{Sz} bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze unveränderte Materialeigenschaften. Bereits ab einem Dehnungszuwachs von 1 ‰ im verbleibenden Restspannstahl ist mit einer Rissbildung am Bauwerk und damit mit einer Ankündigung zu rechnen [13].

Begrenzung der Dehnung für Beton- und Spannstahl

Die Dehnungsbegrenzung wurde analog der seinerzeitigen Bemessungsphilosophie (gemäß DIN 4227:1988) festgelegt.

Im Allgemeinen sollte man die Eigenschaften des Spannstahls vorsichtig einschätzen. Spannstahlentnahmen und Versuchsdaten sind hinsichtlich ihrer Repräsentativität mitunter sehr kritisch zu bewerten. Die Eigenschaften der Spannstähle können sich chargenweise erheblich unterscheiden. Nach einem vorliegenden Beispiel [28] konnten aufgrund der noch vorhandenen Lieferscheine die einzelnen Chargen identifiziert werden. Es ergaben sich Chargengrößen von einer bis knapp zwanzig Tonnen. Aus dieser Sicht ist es schwierig, repräsentative Eigenschaften für den ggf.

vorgeschädigten Spannstahl durch einige wenige Versuche zu verifizieren und festzulegen. Auf der anderen Seite ist man bestrebt, dem Bauwerk nicht noch weitere Schäden durch übermäßige Probenentnahmen zuzufügen.

Vor diesem Hintergrund wollte man bei der Festlegung der zulässigen Zusatzdehnung des Spannstahls dem ggf. versprödeten Stahl nicht ohne weiteres Verformungen bis in den plastischen Bereich hinein zumuten. Deshalb ist die Festlegung auf eine Ausnutzung des Spannstahls auf maximal 5% Zusatzdehnung als ein Kompromiss zwischen zwei Extrema (versprödeter Stahl – hochduktiler Stahl) zu sehen.

Zu 6) Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene

Annahmen und Voraussetzungen für die Untersuchung des Ankündigungsverhaltens

Es wird vorausgesetzt, dass Biegerisse für alle Tragwerksbereiche maßgeblich für das Ankündigungsverhalten sind. Die Ankündigungsbedingungen (sichtbare Rissbildung) werden dabei nach einer linearen Theorie für häufige Lasten abgeleitet, da eine Ankündigung nur sichergestellt werden kann, wenn entsprechende Risse unter normaler Nutzung des Tragwerks erkannt werden [13]. Die Rissentwicklung beginnt dann meist örtlich begrenzt im Bereich der Spanngliedschwächung in der Randfaser der Zugzone.

Tatsächlich entsteht infolge Rückverankerung der ausgefallenen Spannglieder ein innerer Scheibenspannungszustand, der von der Querschnittsgeometrie, dem Verbundverhalten und der Lage des Spannglieds im Querschnitt abhängt. Es war seinerzeit vermutet worden, dass sich die Scheibenspannungen ungünstig auf das Ankündigungsverhalten auswirken könnten, insbesondere weil die Scheibenspannungen in den Herleitungen der Nachweisgleichungen zum Ankündigungsverhalten nicht berücksichtigt wurden. Anhand von Parameterstudien konnte jedoch in [13] gezeigt werden, dass der Einfluss der Spannungen infolge Rückverankerung der Vorspannkraft nicht wesentlich ist und die mit der linearen Theorie des Biegeträgers erzielten Ergebnisse als ausreichend genau anzusehen sind.

Für eine weitere Beurteilung des Ankündigungsverhaltens ist darüber hinaus die Restsicherheit zum Risszeitpunkt gegenüber voller Verkehrsbeanspruchung über die gesamte Tragwerkslänge nachzuweisen. Mit diesem Nachweis wird sichergestellt, dass das Tragwerk trotz örtlicher Spannstahlverluste einen ausreichenden Sicherheitsabstand zum Biegebruch einhält.

Die Schnittgrößen sind am Gesamtsystem im Zustand I zu ermitteln. Eine Lastausbreitung in Querrichtung darf angesetzt werden.

Je nach Ausbildung der Überbauquerschnitte erfolgen die Nachweise in Längsrichtung an realen oder gedachten unabhängigen Hauptträgern der Brücke. Ein- oder mehrzellige Kastenträger (Hohlkastenquerschnitte) dürfen i.d.R. in ihrer Gesamtheit als ein Hauptträger betrachtet werden, sofern die Bedingungen gemäß DIN 1075:1981-04, Abs. 5.3 [26] eingehalten sind. Anderenfalls ist der Einfluss aus

der Profilverformung und die daraus resultierenden unterschiedlichen Längsspannungen in den Stegen zu berücksichtigen, d.h. die Stege sind getrennt zu betrachten. Eine jeweils mitwirkende Plattenbreite darf analog den Plattenbalken in Ansatz gebracht werden.

Bei Brücken mit Plattenbalkenquerschnitten sind die einzelnen Stege samt der mitwirkenden Plattenbreite als separate Hauptträger aufzufassen.

Bei Voll- oder Hohlplattenquerschnitten wird ein Ersatzträger mit einer Breite von bis zu 5 m an der Stelle der maximalen und ungünstig wirkenden Plattenbeanspruchung parallel zur Tragwerkslängsachse gedanklich herausgeschnitten und untersucht. Die zuvor am Gesamtsystem ermittelten Plattenschnittgrößen sind über die Ersatzträgerbreite zu integrieren und den Nachweisen zum Ankündigungsverhalten des Ersatzträgers zu Grunde zu legen. Die Streifenbreite von 5 m ist ein fiktives Maß und ergibt sich rechnerisch aus einer Fahrspurbreite von 3 m, die sich bei einer angenommenen Plattendicke von 1 m unter einem Winkel von 45° zur Vertikalen beidseitig ausbreitet und sich als 5 m breiter Plattenstreifen an der Plattenunterseite abbildet. Die in diesem Bereich befindlichen Bewehrungseinlagen werden als maßgeblich beansprucht angesehen.

Alle innerhalb der realen bzw. gedachten Hauptträgerquerschnitte bzw. Hauptträgerquerschnitte befindlichen Spannstahl- und Betonstahlmengen dürfen bei der Untersuchung des Trägers berücksichtigt werden.

Bestimmung der Restspannstahlfläche zum Zeitpunkt der Rissbildung

Grundidee der Untersuchung zum Ankündigungsverhalten ist es, rechnerisch zu überprüfen, ob sich ein sukzessiver Spannstahlausfall durch Rissbildung am Bauwerk anzeigt und somit einen drohenden Biegebruch rechtzeitig ankündigt (Riss vor Bruch) oder ob der Spannstahlausfall unmerklich so lange fortschreitet und die örtliche Tragfähigkeit abmindert, bis sich ein Biegebruch plötzlich und unangekündigt einstellen kann [12, 14].

Die zu untersuchenden Stellen befinden sich im Feldbereich mehrheitlich am unteren Querschnittsteil und über den Stützpunkten am oberen Querschnittsteil. Vereinfachend dürfen alle Nachweise für den Zustand I erbracht werden.

Bei einem Spannstahlausfall im Feld werden mit hoher Wahrscheinlichkeit Risse an der Trägerunterseite sichtbar werden, wodurch der Detektionsbereich an der Trägerunterseite definiert ist. Für Stützbereiche ist die Einsehbarkeit der Untersuchungsquerschnitte und damit eine Rissdetektion wegen der Fahrbahnabdichtung meist nicht möglich. Daher muss in diesen Fällen der Nachweis an der Fahrbahnplattenunterseite geführt werden, sofern alternativ keine Monitoring-Systeme zum Einsatz kommen sollen.

Der Nachweis an der Plattenunterseite sollte im Zustand II geführt werden, indem die Betonfläche oberhalb der Unterkante Fahrbahnplatte als gerissen und daher nicht mitwirkend betrachtet wird. Sollte sich herausstellen, dass für diesen Zustand

ein geringerer Spanngliedausfall ermittelt wird als zum Erreichen von β_{bz} an der Fahrhahnoberseite benötigt wird, so ist der größere Spanngliedausfall für die weiteren Untersuchungen maßgebend, da zunächst der Riss an der Oberseite der Fahrhahnpalte entstehen muss.

Gleichung (3) zur Ermittlung der Restspannstahlfläche $A_{z,r}$ lässt erkennen, dass die bei Rissbildung ausfallende Restspannstahlfläche nicht von der Menge des eingebauten Spannstahls abhängt, sondern vom Vorspanngrad (teilweise, beschränkt, voll). Je höher vorgespannt wurde, umso höher ist der Ausfallgrad, um eine Rissbildung am Bauwerk zu erzeugen.

Die zu betrachtenden Spannglieder in einem Nachweisschnitt werden vereinfacht zu einem Spannstrang in der gemeinsamen Schwerelinie zusammengefasst. Man könnte natürlich die Auswahlreihenfolge eines Spanngliedausfalls von oben nach unten und umgekehrt als auch unregelmäßig verteilt wählen. Der hierdurch verursachte zusätzliche Rechenaufwand steht nach allgemeiner Auffassung jedoch in keinem Verhältnis zu einer Zuschärfung der Aussage, weshalb darauf verzichtet wurde.

Bestimmung der Restsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung

Mit der unter Abschnitt 6.2 ermittelten Restspannstahlfläche wird gemeinsam mit der vorhandenen Betonstahlbewehrung die Restsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung ermittelt. Dabei wird der ehemals globale Sicherheitsfaktor γ_r aufgespalten in einen Teilsicherheitsfaktor für die ständigen Einwirkungen γ_g (z.B. Eigengewicht und Ausbaulast) und in einen Teilsicherheitsfaktor für die Verkehrsbeanspruchung γ_p .

Je nach Nachweisquerschnitt und Biegemomentenverlauf können die ständigen Einwirkungen günstig oder auch ungünstig wirken. Daher sind die ständigen Einwirkungen sowohl mit einem oberen Wert $\gamma_{g,sup}$ als auch einem unteren Wert $\gamma_{g,inf}$ den anderen Einwirkungen zu überlagern. Der ungünstigere Wert ist maßgebend.

Für das Eigengewicht und die Ausbaulast gilt:

$$\gamma_{g,sup} = 1,10 \text{ und}$$

$$\gamma_{g,inf} = 0,90$$

Folglich reduziert sich der Nachweis der Restsicherheit auf den Verkehrslastanteil. Die Restsicherheit ist demnach nachgewiesen, wenn in Längsrichtung für die Verkehrseinwirkung an jeder Stelle des Bauwerkes gilt:

$$\gamma_p \geq 1,10$$

Mit der Begrenzung auf $\gamma_p \geq 1,10$ wird neben der Streuung aus der Modellbildung vor allem dem Umstand Rechnung getragen, dass ein geringer Sicherheitsabstand zum ultimativen Versagen erhalten bleiben soll.

Selbstverständlich wirken Biegemoment und Querkraft zusammen, und streng genommen müsste das Querkrafttragverhalten separat untersucht werden. Allerdings ist das Versagen eines auf Querkraft bewehrten Querschnittes – diese haben wir im Brückenbau immer ggf. allerdings mit relativ schwacher Bewehrung – durchaus duktil. Darüber hinaus sind die Auswirkungen von Spannstahlausfall auf die Schubtragfähigkeit geringer als bei Biegung. Während bei Biegung der Verlust an Vorspannung gleichbedeutend eine Reduzierung der Biegetragfähigkeit verursacht, vermindert sich die Schubtragfähigkeit im Wesentlichen nur um den der Spann­gliedneigung entsprechenden Anteil.

Weitergehende Möglichkeiten zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungs­haltens

In jenen Querschnitten, in denen eine frühzeitige Rissbildung rechnerisch nur erreicht werden kann, wenn nahezu die gesamte Spannbewehrung ausfällt, ist ein Nachweis der Restsicherheit auf Querschnittsebene oft nicht zielführend. Dies trifft in der Regel auf Querschnitte in der Nähe von Stützstellen, Momentennullpunkten oder auf Endquerschnitte zu.

Der gleiche Sachverhalt gilt aber auch für diejenigen Querschnitte, bei denen trotz gegebener Vorankündigung eine Rissbildung verdeckt einsetzt (z.B. unterhalb des Fahr­bahnbelags), daher visuell nicht detektierbar ist und eine alternative oder eine ergänzende Rissüberwachung durch Monitoring-Systemen nicht angedacht ist.

Dieser Umstand ist auch bei der Schnittgrößenumlagerung von Relevanz. Zum einen kann die Schnittgrößenumlagerung gerade bei örtlichen Tragfähigkeitseinbußen einen entscheidenden Einfluss auf die Restsicherheit haben, so dass die Standsicherheit zumindest für einen beschränkten Zeitraum gewährleistet werden kann. Zum anderen muss aber auch sichergestellt sein, dass sich mögliche Risse als Vorankündigungssignal entsprechend einsehbar einstellen. Darüber hinaus sollte beachtet werden, dass eine Schnittgrößenumlagerung zugunsten der Traglast im Grenzzustand der Tragfähigkeit immer an größere Verformungen und eine ausreichende plastische Rotationskapazität in den plastifizierten Bereichen (Fließgelenken) gebunden ist und dadurch die Momentenumlagerung überhaupt ermöglicht wird.

Die Schnittgrößenumlagerung im vorliegenden Nachweiskonzept setzt voraus, dass von einer Schädigungskonzentration an der ungünstigsten Stelle ausgegangen werden kann, alle anderen Stellen aber als ungeschädigt und voll funktionstüchtig anzusehen sind. Diese Voraussetzung deckt sich nicht mit den Kenntnissen aus Schadensfällen, die eine Vielzahl von Schädigungen über die gesamte Spann­gliedlänge erkennen ließen.

Aus diesem Grunde sollte von einer Schnittgrößenumlagerung in Längsrichtung restriktiv Gebrauch gemacht oder auf der sicheren Seite liegend abgesehen werden. Sofern eine Schnittgrößenumlagerung in Längsrichtung angesetzt wird, ist diese

ohne expliziten Nachweis der Rotationskapazität auf maximal 15 % bezogen auf das lokal auftretende Gesamtmoment $M = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T}$ zu begrenzen. Anderenfalls ist die Rotationsfähigkeit in den plastifizierten Bereichen rechnerisch nachzuweisen.

Für die Querrichtung darf wegen eines günstigeren Maßstabsfaktors infolge geringerer Querschnittshöhen eine größere zulässige Rotation der Querschnitte vorausgesetzt werden. Daher darf ohne zusätzlichen rechnerischen Nachweis der Rotationskapazität eine Schnittgrößenumlagerung in Brückenquerrichtung von maximal 30 % bezogen auf das lokal auftretende Gesamtmoment $M = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T}$ ausgenutzt werden. Eine darüber hinausgehende Schnittgrößenumlagerung ist nur im Zusammenhang mit dem rechnerischen Nachweis einer ausreichenden Rotationskapazität zulässig.

In den Nachweisgleichungen zum Ankündigungsverhalten sind auch bei umgelagerten Schnittgrößen die Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen Einwirkungen ungünstig wirkend mit $\gamma_{g,\text{sup}} = 1,10$ bzw. $\gamma_{g,\text{inf}} = 0,90$ (der ungünstigere Wert ist maßgebend) bzw. für die Verkehrseinwirkung mit $\gamma_p = 1,10$ anzusetzen.

Für den Nachweis eines Ankündigungsverhaltens für die Querrichtung von Brücken, speziell der Fahrbahnplatten, existiert derzeit keine vollständig abgesicherte und erprobte Lösung, sodass die vorstehenden Angaben zu Umlagerungsmöglichkeiten restriktiv sind. Weitergehende Möglichkeiten könnten wie folgt aussehen, wobei nichtlineare Verfahren und Verfahren der Plastizitätstheorie (Bruchlinientheorie) zur Anwendung kommen müssten:

- 1) Ermittlung der Restspannstahlfläche $A_{z,r}$ zum Zeitpunkt der Rissbildung (Zustand I), wahrscheinlich nur in Feldmitte zwischen den Stegen möglich.
- 2) Annahme von über die Bauteillänge gleichmäßig verteilter Spannstahlbrüche.
- 3) Anwendung der Bruchlinientheorie unter folgenden Voraussetzungen:
 - gleiches $A_{z,r}$ entlang aller Bruchlinien
 - Nachweis der Rotationsfähigkeit mit $x_d/d \leq 0,25$
 - Anordnung der Radlasten ggf. anhand der tatsächlichen Fahrbahnmarkierung.

Sofern ein ausreichendes Ankündigungsverhalten mit Hilfe des stochastischen Nachweisverfahrens erbracht werden soll, ist eine Schnittgrößenumlagerung generell nicht zulässig. Eine wesentliche Voraussetzung zum stochastischen Verfahren – eine gleichmäßig verteilte Schädigungswahrscheinlichkeit der Spannstähle über die gesamte Tragwerkslänge – wäre durch die Annahme einer Schädigungskonzentration an einer Querschnittsstelle im Falle der Schnittgrößenumlagerung verletzt und würde die Gültigkeit des Verfahrens aufheben.

Zu 7) Stochastischer Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene

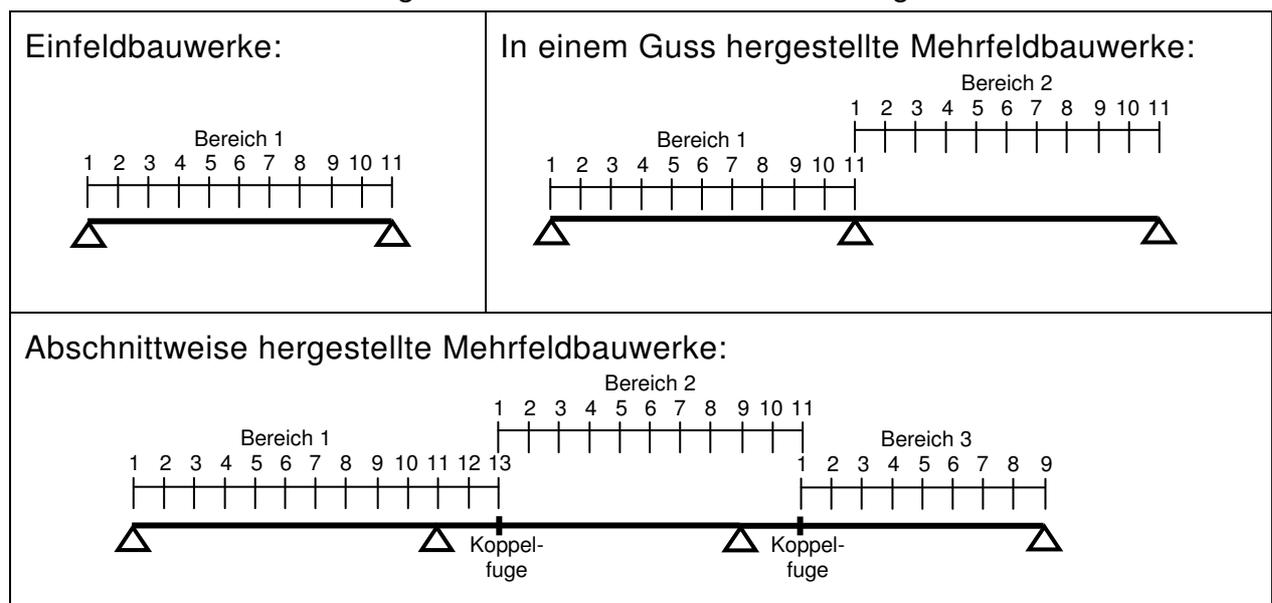
Hintergründe des stochastischen Verfahrens

Mit dem in Kapitel 7 beschriebenen vereinfachten Verfahren wird das Ankündigungsverhalten unter Ausnutzung des Systemtragverhaltens untersucht. Hierbei wird ausgenutzt, dass eine Versagensankündigung durch Rissbildung in Querschnitten mit Ankündigungsverhalten erfolgen kann, auch wenn einzelne Querschnitte kein Ankündigungsverhalten haben. Diese Möglichkeit der Versagensvorankündigung ist umso wahrscheinlicher, je weniger Spannstahl in den Querschnitten mit Ankündigungsverhalten ausfallen muss, um eine Rissbildung zu verursachen, und je mehr Spannstahlbrüche in den Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten für ein Versagen erforderlich sind. Dem vereinfachten Nachweis liegt ein stochastisches Verfahren zugrunde, das am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München entwickelt wurde [21].

Die stochastische Untersuchung basiert auf dem in Kapitel 6 angenommenen Szenario, welches am statischen System des Bauwerks untersucht wird. Die Modellierung des Bauwerks im statischen System sowie die Rechenannahmen für das Szenario gemäß Kapitel 6 sind jedoch i.d.R. mit Unsicherheiten behaftet. Zur Berücksichtigung dieser Unsicherheiten ist daher auch bei der Untersuchung mit stochastischen Verfahren der Ansatz der in Kapitel 6 zugrunde gelegten Teilsicherheitsbeiwerte zwingend erforderlich.

Für die Anwendung des vereinfachten stochastischen Verfahrens ist das Bauwerk zunächst gemäß nachfolgender Übersicht in einzelne Untersuchungsbereiche einzuteilen.

Tabelle A6-2: Einteilung von Bauwerken in Untersuchungsbereiche



Für die stochastische Untersuchung werden zusätzlich folgende Rechenannahmen getroffen:

1) Der Spannstahlausfall innerhalb eines Hüllrohres ist örtlich korreliert

Korrosionsschäden an Spannbetontragwerken belegen, dass selten ein Draht alleine bricht, sondern dass unter schlechten Randbedingungen ein gemeinsamer Ausfall mehrerer Drähte oder Litzen eines Spannglieds an einer eng begrenzten Stelle auftritt [13].

Es muss deshalb angenommen werden, dass mehrere Drähte in einem Hüllrohr den gleichen lokalen Korrosionsbedingungen ausgesetzt sind. Dies kann z.B. der Fall sein bei lokalen Verpressfehlern, bei Beschädigungen des Hüllrohres oder wenn Feuchtigkeit bzw. Betonierwasser in einzelne Hüllrohre eingedrungen ist, sodass in diesen Bereichen bei Kontakt mit Hüllrohrwässern eine stärkere Vorschädigung vorhanden ist. Die Spannstahlbrüche innerhalb eines Hüllrohres müssen in diesen Fällen örtlich korreliert angenommen werden.

Die örtliche Korrelation der Spannstahlausfälle innerhalb eines Hüllrohres wurde in den, dem vereinfachten Verfahren zugrundeliegenden stochastischen Untersuchungen berücksichtigt, indem jedes Spannglied in fünf effektive Teilspannglieder unterteilt wurde. Anhand der so ermittelten Wahrscheinlichkeiten wurde die auf ganzen Spanngliedern basierende Formulierung des vereinfachten Verfahrens (Gleichungen 13 bis 15) entwickelt. Der Bezug des vereinfachten Verfahrens auf ganze Spanngliedanzahlen dient der Vereinfachung und besseren Handhabbarkeit in der Nachweisführung. Bei der Anwendung des vereinfachten Verfahrens sind die Eingangswerte somit auf Grundlage ganzer Spannglieder zu ermitteln.

2) Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Spanngliedbruches ist längs der Spannglieder gleich verteilt

Spannungsrissskorrosion wird bei spannungsrissskorrosionsempfindlichem Spannstahl in der Regel durch Korrosion des Spannstahls vor dem Verpressen begünstigt. Für die Wasserstoffproduktion können minimale Korrosionsraten, z.B. infolge von Luftfeuchtigkeit bzw. Kondenswasser ausreichend sein. Diese Bedingungen treten i.d.R. im gesamten Hüllrohr auf. Ein Bruch des Spannstahls erfolgt daher nicht zwangsläufig im Bereich der höchsten Beanspruchungen, sondern ist an jeder Stelle des Spannglieds möglich. Beobachtungen bei Schadensfällen, wo Anrisse und Brüche nicht lokal, sondern über das Bauwerk verteilt auftraten, bestätigen diese Annahme.

Zusätzlich zu den vorher genannten Einflüssen können verzögerte Spannstahlbrüche auch durch eine Korrosion des Spannstahls infolge der Einwirkung von Absetzwässern des Betons während der Bauzeit begünstigt werden. Auch bei diesen Schadensfällen traten Anrisse und Brüche nicht lokal, sondern über das Bauwerk verteilt auf, allerdings zum Teil mit einer Häufung von Brüchen im Be-

reich der Tieflage der Spannglieder [11, 13, 19, 22, 23]. Da die Tiefpunkte der Spannglieder in der Regel in Bereichen liegen, in denen sich das Ankündigungsverhalten nach Kapitel 6 nachweisen lässt, liegt die Annahme einer Gleichverteilung der Auftretenswahrscheinlichkeit auch in diesen Fällen auf der sicheren Seite.

3) Spanngliedausfälle werden in den Zehntelpunkten simuliert

Zur Erfassung aller möglichen Spannstaahlbrüche müssten die Untersuchungsquerschnitte im Abstand von einer Verankerungslänge des Spannstaahls bei Spannstaahlbruch angeordnet werden. Hierbei ist es jedoch erforderlich, zahlreiche Querschnitte zu untersuchen, wodurch der Rechenaufwand deutlich ansteigt. Außerdem müsste berücksichtigt werden, dass sich bei mehreren Spannstaahlbrüchen innerhalb eines Hüllrohres die Verankerungslängen der Einzeldrähte ggf. überlagern und sich der Verankerungslänge des gesamten Spanngliedes annähern. Da die rechnerischen Auftretenswahrscheinlichkeiten mit zunehmender Anzahl von untersuchten Querschnitten bei sonst gleichen Verhältnissen abnehmen, ist die vereinfachende Untersuchung der einzelnen Felder bzw. Bauabschnitte in den Zehntelpunkten der Feldlängen ausreichend. Aus Gründen der Vergleichbarkeit sollten in der Regel stets die Zehntelpunkte untersucht werden. Der Abstand zwischen den Untersuchungsquerschnitten darf jedoch nicht kleiner sein als die Verankerungslänge eines Spannglieds.

Bei der dem vereinfachten Verfahren zugrunde liegenden stochastischen Untersuchung werden Spanngliederbrüche unter diesen Annahmen stochastisch auf die vorhandenen Spannglieder verteilt. Hierbei lässt sich ein Ereignisraum definieren, in dem jede mögliche Kombination von Spanngliederbrüchen in den Untersuchungsquerschnitten ein Elementarereignis darstellt. Innerhalb des Ereignisraumes lassen sich die Elementarereignisse auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse gemäß Kapitel 6 in vier Gruppen unterteilen (Tabelle A6-2).

Ein rechnerisches „Versagen“ ohne Vorankündigung (Fall 4) tritt ein, wenn in mindestens einem Querschnitt ohne Ankündigungsverhalten die zur Sicherstellung einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche Restspanngliedanzahl unterschritten wird und gleichzeitig in keinem der Querschnitte mit Ankündigungsverhalten die Restspanngliedanzahl bei Rissbildung erreicht oder unterschritten wird.

Tabelle A6-2: Unterteilung der Ereignisse

| | | Querschnitte mit Ankündigungsverhalten: | |
|--|---------------------------------------|---|--|
| | | gerissen | alle ungerissen |
| Querschnitte ohne Ankündigungsverhalten: | alle mit ausreichender Restsicherheit | Fall 1: Ankündigung durch Rissbildung | Fall 2: i.d.R. Ausgangssituation |
| | nicht ausreichende Restsicherheit | Fall 3: nur theoretisch relevant | Fall 4: rechnerisches Versagen ohne Vorankündigung |

Die Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung kann als Anteil des Falls 4 am gesamten Ereignisraum bestimmt werden. Im Rahmen des stochastischen Verfahrens wird berücksichtigt, dass eine Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung nur unter der Bedingung auftreten kann, dass bei geringeren Anzahlen von Spanngliedbrüchen immer der Fall 2 vorgelegen haben muss. Die so ermittelte Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung kann nicht direkt mit einer Versagenswahrscheinlichkeit gleichgesetzt werden.

Da bei Anwendung des genaueren Verfahrens ein hoher Rechenaufwand entsteht, wurde das vereinfachte Verfahren entwickelt. Hierfür wurden zahlreiche Berechnungen mit dem genaueren Verfahren durchgeführt und die Ergebnisse entsprechend Abschnitt 7.4 parametrisiert. Das vereinfachte Verfahren liefert auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. In Einzelfällen kann durch Anwendung von genaueren Verfahren eine geringere Auftretenswahrscheinlichkeit nachgewiesen werden.

Das vereinfachte Verfahren wurde bei konstanter Spanngliedanzahl über die Längsachse mit bis zu 15 Spanngliedern und bei veränderlicher Spanngliedanzahl über die Längsachse mit bis zu 10 Spanngliedern im Feldbereich und entsprechend höherer Spanngliedanzahl im Stützbereich überprüft. Wenn mehr Spannglieder vorhanden sind, so liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite.

Bei der Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der hier geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung gehen die Ergebnisse der Untersuchung nach Kapitel 6 inklusive der dort anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte ein. Die Auftretenswahrscheinlichkeit ist deshalb nicht mit der Versagenswahrscheinlichkeit nach DIN 1055-100:2001-03 [27], Anhang B identisch und die Werte der dortigen Tabellen B.1 und B.2 sind nicht übertragbar.

Literatur

- [1] Nürnberger, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1 und 2, Bauverlag, Wiesbaden/Berlin, 1995
- [2] Mietz, J.: Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion an vergüteten Spannstählen. *Bauingenieur* 74 (1999), S. 403-411
- [3] Wölfel, E.: Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. *Beton- und Stahlbetonbau* 87 (1992), H. 6, S. 155-156
- [4] Bertram, D.; Hartz, U.; Isecke, B. et al.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Heft 5, S. 236-238
- [5] Dehn, F.; König, G.; Marzahn, G.: Konstruktionswerkstoffe im Bauwesen. Ernst & Sohn, Berlin 2003
- [6] Moersch, J.: Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion von hochfesten Spannstählen: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2005
- [7] Krumbach, R.: Beurteilung der Empfindlichkeit von Spannstählen gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion mit Hilfe des elektrochemischen Rauschens. Dissertation, Universität Leipzig, Leipzig, 2002
- [8] <http://www.corrosion-failures.com/gl/sprikorr.htm>
- [9] Isecke, B.; Menzel, K.; Mietz, J.; Nürnberger, U.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion. *Beton- und Stahlbetonbau* 90 (1995), Heft 5, S. 120-123
- [10] Ehmann, R.: Spannungsrisskorrosion von Spannstählen, BAW-Brief Nr. 3, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2006
- [11] Mietz, J.; Nürnberger, U.; Beul, W.: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle. Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben FE 15.209 R91D, 1994
- [12] König, G.; Tue, N.; Bauer, T.; Pommerening, D.: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. DAfStb, Heft 469, Beuth-Verlag, Berlin, 1996
- [13] König, G.; Tue, N.; Bauer, T.; Pommerening, D.: Untersuchung des Ankündungsverhaltens der Spannbetontragwerke. *Beton- und Stahlbetonbau* 89 (1994), Heft 2, S. 45-49 und Heft 3, S. 76-79
- [14] Bundesministerium für Verkehr (BMV) „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl

-
- St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“, eingeführt mit Schreiben vom 30.07.1993, Bonn, 1993
- [15] Krumbach, R.; Meichsner, H.; Schubert, L.: Untersuchungen zur Dauerbeständigkeit von vorgefertigten Spannbeton-Brückenträgern. *Beton- und Stahlbetonbau* 92 (1997), Heft 12, S. 325-331
- [16] Vorschriften, Kommentare und Zusammenstellungen zur Stand- und Funktionssicherheit von Bauwerken, zur bauwirtschaftlichen Kontrolle sowie zur Arbeitsweise der StBA, *Mitteilungsblatt Staatliche Bauaufsicht (StBA)* 6 (1982), Nr. 9, Bauakademie der DDR
- [17] Technische Mitteilungen, Heft 2, Hüttenwerke Rheinhausen, Dezember 1953
- [18] Lankau, G.; Friese, G.; Graser, E.: HTMB-Spannstahl – ein neues Erzeugnis der DDR-Metallurgie. *Bauplanung – Bautechnik* 36 (1982), Heft 4, April, S. 180-187
- [19] Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B.: Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrisskorrosion. *Beton- und Stahlbetonbau* 93 (1998), Heft 7, S. 195-200
- [20] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [21] Lingemann, J.: Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion. Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München, 2009
- [22] Zilch, K.; Müller, H.H.: Bericht über Untersuchungen an einem gebrochenen Spannbetonbinder. Bericht Nr. 1376 des Lehrstuhls für Massivbau, Technische Universität München, 1996
- [23] Mietz, J.; Fischer, J.: Verifizierung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund. *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Heft 8, S. 656-663
- [24] DIN Fachbericht 100:2005: Beton. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [25] E DIN EN ISO 15630-3:2008-10: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 3: Spannstähle. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [26] DIN 1075:1981-04: Betonbrücken – Bemessung und Ausführung. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [27] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
-

- [28] Lingemann, J.; Zilch, K.: Untersuchungen von älteren Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl. Seminarband 12. Münchener Massivbauseminar 2008, Förderverein Massivbau der TU München, 2008.
- [29] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 05.2011