

Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden

**Câbles de précontrainte, haubans et tirants d'ancrage –
Description des systèmes et leçons tirées
des dégâts dus à la corrosion**

**Prestressing tendons, stay cables and ground anchors –
Description of the systems and lessons learnt
from corrosion damages**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH/SIA**

**Peter Matt, Ingenieur-Beratung, Ittigen
P. Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA**

**Dr. Vollenweider AG, Zürich
U. von Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA**

**EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf
R. Werner, Schadenexperte Korrosion**

**Forschungsauftrag AGB2000/470 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation

Bundesamt für Strassen

Forschungsauftrag AGB2000/470
auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden

Câbles de précontrainte, haubans et tirants d'ancrage – Description des systèmes et leçons tirées des dégâts dus à la corrosion

Prestressing tendons, stay cables and ground anchors – Description of the systems and lessons learnt from corrosion damages

TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH/SIA

Peter Matt, Ingenieur-Beratung, Ittigen
P. Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA

Dr. Vollenweider AG, Zürich
U. von Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA

EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf
R. Werner, Schadenexperte Korrosion

August 2005

Vorwort

Die Entwicklung der Vorspanntechnik revolutionierte den Brücken- und Hochbau. Die Anwendung der äusserst anpassungsfähigen Vorspanntechnik beim Brückenbau erlaubte Bauweisen und Spannweiten, die ohne diese technisch nicht machbar gewesen wären. Gleiches gilt für die Entwicklung der vorgespannten Boden- und Felsanker für mannigfaltige Anwendungen im Grundbau. Schon von Beginn an wurde auf einen guten Korrosionsschutz grossen Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass die für die Vorspannung verwendeten Spannstähle auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten in der Schweiz wie auch im Ausland Schäden auf. Mit den Schäden stiegen die Anforderungen an die Systeme und auch das Bedürfnis nach geeigneten Untersuchungstechniken.

Über Korrosionsschäden an Spanngliedern gibt es viele einzelne Informationen und Berichte, aber nur wenige zusammenfassende Darstellungen. Ein Grund hierfür mag sein, dass es bis anhin nur in wenigen Fällen zu einem katastrophalen Versagen von vorgespannten Tragwerken gekommen ist. Zudem konnten die Schäden meistens mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden.

Mit der Bearbeitung des Forschungsauftrages Nr. 86/95 des ASTRA wurde von der Forschungsstelle ein Anfang zur Aufarbeitung und Veröffentlichung ausgewählter Schadenfälle in der Schweiz gemacht. 1998 wurde der Bericht über das Projekt „Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern“ publiziert [Hunkeler 1998]. Da der Bericht über das erste Projekt vergriffen ist, wurden sämtliche damals gewonnenen Erkenntnisse in diesen zweiten Bericht integriert.

Mit dem zweiten Projekt wurde diese Arbeit fortgesetzt und erweitert. Zum einen wurde versucht, eine möglichst vollständige Dokumentation der in der Schweiz eingesetzten Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme zu erstellen und diese zu beschreiben. Die TFB hat es übernommen, diese Unterlagen für Interessierte zur Verfügung zu halten. Diese sind für Zustandserfassungen und -beurteilungen von grossem Nutzen. Zum anderen wurden verschiedene weitere Schadenfälle in der Schweiz analysiert. Neben den üblichen Spannsystemen konnten insbesondere auch die Probleme mit Schrägseil- und Ankersystemen genauer untersucht werden. Daneben wurde eine breite Literaturrecherche zu Schäden an Spanngliedern und Ankern im Ausland durchgeführt. Dafür waren die persönlichen Kontakte der Autoren zu den ausländischen Experten sehr wertvoll. Diese Erkenntnisse sind in diesem Bericht berücksichtigt. Sie ergänzen die schweizerischen Erfahrungen.

Durch die genaue Abklärung der Schadenursache bzw. des Schadenmechanismus bei Korrosionsschäden an Spannstählen konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt und Gefährdungsbilder beschrieben werden. Diese Kenntnisse sollen auch helfen, Bauherren, Eigentümer und Ingenieure für die Problematik von Spannstahlschäden zu sensibilisieren.

Die Autoren danken Hanspeter Bänziger, Björn Mühlen und Dr. Heidi Ungricht (alle TFB Wildeggen) für die wertvolle Mitarbeit im Rahmen des gesamten Projektes. Der vorliegende Bericht wurde auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung im Rahmen des Forschungsauftrages AGB 2000/470 des Bundesamtes für Strassen ausgearbeitet. Die Begleitkommission B der Arbeitsgruppe Brückenforschung (Mitglieder: Paul Wüst, Jean-Pierre Joris und Dr. Fritz Hunkeler) unter der Leitung von Dr. Peter Schmalz begleitete die Arbeiten.

Wir laden alle Leserinnen und Leser ein, ihre eigenen Erfahrungen und Kenntnisse den Autoren zugänglich zu machen. Damit können der Kenntnisstand über Schäden an Spannstählen sukzessive vervollständigt, noch bestehende Lücken in diesem Bericht geschlossen und grössere Schäden oder katastrophales Versagen von Tragwerken vermieden werden.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|--|-----------|
| | Vorwort | |
| | Zusammenfassung | 1 |
| | Résumé | 4 |
| | Summary | 7 |
| 1 | Einleitung | 10 |
| 1.1 | Zielsetzung des Projektes | 10 |
| 1.2 | Fachausdrücke | 12 |
| 1.3 | Informationen zu den Systemen und Schadenfällen | 16 |
| | 1.3.1 Informationen zu den Systemen und Schadenfällen in der Schweiz | 16 |
| | 1.3.2 Informationen zu Schadenfällen im Ausland | 17 |
| 1.4 | Gliederung des Berichts | 18 |
| 1.5 | Verfügbarkeit des ersten Berichts | 18 |
| 1.6 | Aufgaben der TFB im Rahmen des Projektes | 18 |
| 2 | Spannsysteme | 19 |
| 2.1 | Entwicklung der Spannbetonbauweise | 19 |
| 2.2 | Firmen | 21 |
| 2.3 | Verwendete Spannstähle | 21 |
| | 2.3.1 Allgemeines | 21 |
| | 2.3.2 Drähte | 22 |
| | 2.3.3 Litzen | 22 |
| | 2.3.4 Stäbe (Stangen) | 22 |
| | 2.3.5 Eingebaute Spannstmengen | 23 |
| 2.4 | Beschreibung der Spannsysteme | 24 |
| | 2.4.1 Allgemeines | 24 |
| | 2.4.2 Spannsysteme | 25 |
| | 2.4.3 Spannglieder mit Verbund | 25 |
| | 2.4.4 Spannglieder ohne Verbund | 30 |
| | 2.4.5 Externe Spannglieder | 32 |
| | 2.4.6 Elektrisch isolierte Spannglieder | 33 |
| | 2.4.7 Spannbettverfahren | 35 |
| | 2.4.8 Spannglieder in vorfabrizierten Tragelementen | 36 |
| | 2.4.9 Wickelverfahren | 36 |
| | 2.4.10 Merkmale der Spannsysteme | 37 |
| 2.5 | Schäden in der Schweiz | 45 |
| | 2.5.1 Erfassung | 45 |
| | 2.5.2 Altersstruktur | 47 |
| | 2.5.3 Verwendete Untersuchungsmethoden | 48 |
| | 2.5.4 Korrosion | 49 |
| | 2.5.5 Ursachen für Mängel und Schäden | 51 |
| | 2.5.6 Querschnittsverhältnis Spannstahl / Hüllrohr und Lage der Spanndrähte im Querschnitt | 55 |
| 2.6 | Schäden im Ausland | 61 |
| | 2.6.1 Einleitung | 61 |
| | 2.6.2 Spannglieder mit nachträglichem Verbund und Spannbetonvorspannung | 62 |
| | 2.6.3 Externe Spannglieder | 102 |
| | 2.6.4 Spannglieder ohne Verbund | 108 |
| | 2.6.5 Auswirkungen auf die Schweiz | 113 |

| | | |
|----------------|---|------------|
| 2.7 | Erkenntnisse und Folgerungen | 114 |
| 2.7.1 | Einleitung | 114 |
| 2.7.2 | Schwachstellen bei den Spannsystemen | 117 |
| 2.7.3 | Bauwerkseitige Einflüsse | 126 |
| 2.7.4 | Fugen | 127 |
| 2.7.5 | Brücken aus vorfabrizierten Tragelementen | 128 |
| 2.7.6 | Temporärer Korrosionsschutz | 130 |
| 2.7.7 | Gefährdungen und Gefährdungsbilder | 134 |
| 2.8 | Überwachung, Überprüfung und Massnahmen zur Instandsetzung | 140 |
| 2.8.1 | Vorgehen | 140 |
| 2.8.2 | Modell für seitlichen Korrosionsangriff bei Spanngliedern (Beispiel) | 143 |
| 2.8.3 | Elektrochemische Instandsetzungsverfahren | 147 |
| 3 | Schrägseilssysteme | 150 |
| 3.1 | Einleitung | 150 |
| 3.2 | Beschreibung und Entwicklung | 150 |
| 3.3 | Schäden in der Schweiz | 154 |
| 3.4 | Schäden im Ausland | 154 |
| 3.5 | Erkenntnisse und Folgerungen | 165 |
| 3.5.1 | Allgemeines | 165 |
| 3.5.2 | Schwachstellen bei Schrägseilssystemen | 166 |
| 3.5.3 | Gefährdung von Schrägseilssystemen | 169 |
| 4 | Ankersysteme | 170 |
| 4.1 | Beschreibung und Entwicklung | 170 |
| 4.1.1 | Entwicklung der Ankertechnik | 170 |
| 4.1.2 | Einsatz von vorgespannten Ankern | 172 |
| 4.1.3 | Abgrenzung | 174 |
| 4.1.4 | Stabanker | 174 |
| 4.1.5 | Drahtanker | 176 |
| 4.1.6 | Litzenanker | 179 |
| 4.2 | Schäden in der Schweiz | 182 |
| 4.2.1 | Erfassung | 182 |
| 4.2.2 | Übersicht über die erfassten Objekte | 183 |
| 4.2.3 | Angewendete Untersuchungsmethoden | 184 |
| 4.2.4 | Korrosionsschäden und Korrosionsarten | 185 |
| 4.2.5 | Ursachen für Schäden | 186 |
| 4.3 | Schäden im Ausland | 193 |
| 4.4 | Erkenntnisse und Folgerungen | 197 |
| 4.4.1 | Einleitung | 197 |
| 4.4.2 | Schwachstellen und Korrosionsarten bei früheren Ankersystemen | 198 |
| 4.4.3 | Plastisches Füllgut | 202 |
| 4.4.4 | Ankerprüfungen | 203 |
| 4.4.5 | Überwachung von verankerten Bauwerken | 204 |
| 4.4.6 | Gefährdung von heute in der Schweiz zugelassenen Ankersystemen | 206 |
| 4.5 | Überwachung von verankerten Bauwerken und Massnahmen zur Instandsetzung | 206 |
| 4.5.1 | Überprüfung bestehender Verankerungen | 206 |
| 4.5.2 | Instandsetzung von Verankerungen | 208 |
| | Literaturverzeichnis | 209 |
| Anhänge | Kurzbeschreibungen von ausgewählten Bauwerken mit Schäden | |

Anhang 1 Spann- und Schrägseilssysteme (Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte) 229**Brücken**

| | | |
|-------|--|-----|
| BE-14 | A5 – TÜ 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée | 231 |
| BE-17 | A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen – Alchenflüh | 234 |
| GR-23 | Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal) | 236 |
| SO-07 | Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen | 239 |
| SZ-11 | Überführung Burggasse in Altendorf | 242 |
| ZH-08 | Europabrücke Zürich | 245 |
| ZH-16 | A3 (SN 3.4.2) Sihlhochstrasse | 251 |

Hochbau

| | | |
|-------|---|-----|
| AG-07 | Autobahnraststätte Würenlos (Schrägseilssystem) | 254 |
| SG-07 | Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen | 258 |
| SH-03 | Portlandzementsilo, Thayngen | 260 |
| ZH-09 | Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich | 262 |

Anhang 2 Ankersysteme (Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte) 265**Einstabanker**

| | | |
|-------|---------------------------------|-----|
| SG-08 | SN1, Rampe 504, St. Gallen | 267 |
| SG-10 | Stützwand Spinnerei Murg | 269 |
| ZG-01 | Stützmauer Steinhof, Unterägeri | 271 |

Mehrstabanker

| | | |
|-------|----------------------------------|-----|
| ZH-22 | Stützwand Staubweidli, Wädenswil | 273 |
|-------|----------------------------------|-----|

Litzenanker

| | | |
|-------|---|-----|
| FR-04 | A12, Stützmauer d'Avry-devant-Pont | 276 |
| FR-05 | A12, Stützmauern, Flamatt | 279 |
| VD-10 | A12, Vevey - Châtel St. Denis, Mur AR No. 8 | 286 |

Zusammenfassung

Die Vorspanntechnik revolutionierte den Brücken- und Hochbau. Gleiches gilt für die Anker-technik bei mannigfaltigen Problemstellungen im Grundbau. Schon von Beginn weg wurde auf einen guten Korrosionsschutz grossen Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass die für die Vorspannung verwendeten Spannstähle auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten im In- und Ausland Schäden auf. Darüber gibt es zwar viele einzelne Meldungen, Hinweise und Berichte in Fachzeitschriften und Tagungsdokumentationen, zusammenfassende Darstellungen hingegen gibt es nur wenige. Die Erkenntnisse aus den aufgetretenen Schäden führten zu einer stetigen Verbesserung der Systeme.

Mit dem vorliegenden Bericht, der auch die Ergebnisse der ersten Arbeit aus dem Jahre 1998 enthält, wurde angestrebt,

- die technische Entwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme darzustellen und die verfügbaren Unterlagen zusammenzutragen, um diese als wichtige Grundlage für die Zustandserfassungen und –beurteilungen zu erhalten.
- die vorhandenen Unterlagen und das Wissen der verschiedenen Beteiligten über die aufgetretenen Korrosionsschäden an Spannstählen in der Schweiz zu sichten und aufzuarbeiten.
- mit einer ausgedehnten Literaturrecherche und über die Kontakte zu Experten die Korrosionsschäden an Spannstählen im Ausland als Ergänzung zu den schweizerischen Erfahrungen zu erfassen und darzustellen.
- die Ursachen und Mechanismen bei Korrosionsschäden zu ermitteln und daraus mögliche Gefährdungsbilder abzuleiten, die bei der Zustandserfassung und –beurteilung zu beachten sind.
- Hinweise für die Weiterentwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme zu erhalten.

Viele wichtige Erkenntnisse konnten nur beim Abbruch der Bauwerke gewonnen werden. Einige dieser Objekte wurden im Rahmen des Projektes ZEBRA, „Zustandserfassung von Brücken während deren Abbruch“ (ASTRA-Forschungsauftrag AGB1998/101) untersucht. Dieses Projekt steht unter der Leitung von Prof. Thomas Vogel, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich.

Um die Lesbarkeit des Berichtes zu erleichtern, wurden die Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme in separaten Kapiteln behandelt (Kapitel 2 bis 4). Die Anhänge sind in der gleichen Art gegliedert und enthalten die Beschreibungen der aufgearbeiteten Schadenfälle in der Schweiz.

Im Bericht werden folgende Themen nicht oder nur am Rande behandelt: Hängestangen (z.B. bei Zwischendecken in Tunnels), Zugpfähle und vorgespannte Zug- oder Druckpfähle, ungespannte (schlafe oder passive) Anker, oft Nägel genannt, deren Zugglieder nach heutiger Regelung nicht aus Spannstählen bestehen, vorgespannte Rohre, Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme aus kohle- und glasfaserverstärktem Kunststoff (z.B. für Verstärkungen oder für Schrägseilbrücken). Auch auf die Untersuchungstechniken und die Instandsetzung von geschädigten Bauwerken geht der Bericht nur am Rande ein.

Spannsysteme

Die Spannbetonbauweise hat sich grundsätzlich gut bewährt. Weltweit sind nur einige wenige vorgespannte Bauwerke eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl (Beispiel in Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Tonerdeschmelzzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand, CaCl_2 als Beschleuniger) (Beispiele in Deutschland, Jugoslawien und USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (Beispiel in Sizilien)

- Wasser- und Chlorideintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (Beispiele in Grossbritannien und Belgien).

Nur in wenigen Fällen war eine einzige der oben genannten Ursachen alleine für einen Einsturz verantwortlich. Meistens führten erst die Empfindlichkeit der Konstruktion und eine Kombination verschiedener Ursachen zum Unglück. Daraus und aus der Auswertung der übrigen Schadenfälle im In- und Ausland konnten die wichtigsten äusseren und inneren Gefährdungen abgeleitet werden. Äussere Gefährdungen sind durch die Umwelt oder die Nutzung bedingt (Einwirkungsseite). Innere Gefährdungen umfassen Schwachstellen der Konstruktion und des eigentlichen Korrosionsschutzsystems der Spannglieder, Schrägseile und Anker (Widerstandsseite). In den allermeisten Fällen bildete die Kombination verschiedener Schwachstellen der Konstruktion (Gefährdungsbilder), bei vorhandener äusserer Gefährdung (Leiteinwirkung), die Schadensursache. Daraus ergeben sich „Schadenketten“, die beispielsweise bei Spanngliedern im Verbund oft an der Bauwerksoberfläche beginnen und somit meistens „sichtbar“ oder bei Zustandsuntersuchungen feststellbar sind.

Schrägseilsysteme

Gemäss den Kenntnissen der Autoren gab es bisher wegen Korrosion – abgesehen von einer Hängebrücke wegen des vollständig vernachlässigten Unterhaltes – keine Einstürze von Seilbrücken. Ein wichtiger Grund für diese positive Bilanz ist die Tatsache, dass Schrägseilkonstruktionen in der Regel redundant sind und ein gleichzeitiger Ausfall mehrerer Schrägseile wegen Korrosion eher unwahrscheinlich ist. Ein Ausfall von so genannten Rückhalteseilen („back stays“) könnte jedoch zu einem Tragwerksversagen führen. Bei einigen Schrägseilanwendungen waren jedoch erhebliche Korrosionsschäden zu beheben oder gar die Schrägseile auszuwechseln.

Im Vergleich zu den Spannsystemen des Brückenbaus sind Schrägseile teilweise den gleichen, teilweise aber auch anderen bzw. zusätzlichen Einwirkungen ausgesetzt wie z.B. direkte Bewitterung, direkte Beaufschlagung durch (chloridhaltiges) Wasser, direkte Sonneneinwirkung (UV-Strahlung) und damit verbunden höhere Temperaturschwankungen und Längenänderungen sowie stärkere schwingende Belastung durch Verkehrslasten, Wind (Vibrationen) etc. Es traten daher auch weitere Gefährdungen auf (z.B. Ermüdungs- und Reibkorrosion).

Ankersysteme

Die Ankertechnik ist zu einem wichtigen Teil der Bautechnik im Grundbau geworden und hat sich insgesamt bewährt. Bei einigen Verankerungen sind erhebliche Korrosionsschäden an den Zuggliedern aufgetreten, die aber nicht zu einem katastrophalen Versagen geführt haben. Die Schäden wurden in der Regel rechtzeitig erkannt und konnten mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden. In den meisten Fällen geschah dies durch den Einbau von Ersatzankern. Weltweit ist nur eine sehr geringe Anzahl von verankerten Bauwerken wegen Korrosionsschäden eingestürzt. Dies ist dem Umstand zu verdanken, dass verankerte Bauwerke in der Regel redundant sind und oft auch Bemessungsreserven infolge vorsichtiger Annahme der Baugrundkennwerte aufweisen.

Die Verbreitung von Korrosionsschäden an Verankerungen und auch der Umfang der Kenntnisse darüber korrelieren direkt mit den Entwicklungsstufen der Ankertechnik.

Bei Vollverbundankern können Schäden mangels systematischer Überprüfbarkeit nur stichprobenweise im Ankerkopfbereich ermittelt werden. Die Zustandsbeurteilung einer Verankerung muss deshalb mit einer Risikobeurteilung verbunden werden.

Freispielanker ohne „doppelten Korrosionsschutz“ weisen generell einen ungenügenden Korrosionsschutz auf. Je nach Konstruktionskonzept des Bauwerkes und Ausführungsqualität der Verankerung können bei dieser Ankergeneration Schäden praktisch systematisch oder aber auf

Einzelfälle beschränkt auftreten. Zu beachten ist, dass bei diesem Ankertyp nicht selten Sprödbrüche infolge Spannungsrisskorrosion eingetreten sind. Die Zustandserfassung und -beurteilung erfolgt auf der Basis der Überprüfung einer repräsentativen Anzahl Anker.

Anker mit „doppeltem Korrosionsschutz“ weisen generell einen genügenden Korrosionsschutz auf. Einschränkungen sind evtl. bei Druckwasser und bei der Verbindung zwischen Well- und Glattrohr angebracht. Schäden werden sich bei dieser Ankergeneration bei vernünftig konzipierten Stützbauwerken auf Einzelfälle beschränken. Weil bei Verankerungen dieser Generation in der Regel auch Überwachungseinrichtungen (Messanker, Extensometer oder Inklinometer) vorhanden sind, kann die Zustandsbeurteilung anhand von Messungen, und Ankerkopfinspektionen und durch Kraftkontrollen (Abheben) erfolgen.

Bei Ankern mit „umfassendem Korrosionsschutz“ ist die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes jederzeit mit einer elektrischen Widerstandsmessung überprüfbar. Bei positiven Messergebnissen sind keine Schäden zu erwarten. Die Zustandsbeurteilung kann anhand von Messungen und stichprobenartigen Ankerkopfinspektionen erfolgen.

Résumé

La technique de la précontrainte a révolutionné la construction des ponts et des bâtiments. Il en va de même pour la technique des tirants d'ancrage permettant ainsi de résoudre des problèmes divers de la géotechnique. Dès le début de l'utilisation de la technique de la précontrainte, on a attribué une grande importance à une bonne protection contre la corrosion, car on savait déjà que les aciers utilisés pour la précontrainte sont sensibles aux attaques de la corrosion. Néanmoins, des dommages se sont produits ici et ailleurs. Bien que ceux-ci aient été décrits dans beaucoup de notices et rapports publiés isolément dans différents journaux et procès verbaux de conférences, seuls quelques exposés complets existent. Les leçons apprises suite aux dommages ont mené à une amélioration continue des systèmes.

Le but du présent rapport, qui contient également les résultats du premier travail à ce sujet publié en 1998, était

- de présenter le développement technique des câbles de précontrainte, des haubans, des tirants d'ancrage et de réunir la documentation disponible afin de la conserver comme base importante pour les relevés et les évaluations de l'état.
- de compiler et d'étudier la documentation et la connaissance existantes des diverses parties concernées sur les dégâts de corrosion des aciers de précontrainte en Suisse.
- d'apporter un complément aux expériences suisses, de documenter et présenter les dégâts de corrosion des aciers de précontrainte constatés à l'étranger à travers une recherche de littérature étendue et en contactant des experts.
- de déterminer les causes et les mécanismes des dégâts de corrosion et d'en déduire les scénarios de risque possibles qui sont à considérer lors des relevés et des évaluations de l'état.
- d'obtenir des indications utiles au développement futur des systèmes de précontrainte, de haubans et de tirants d'ancrage.

Beaucoup de constatations importantes pouvaient seulement être faites lorsque des structures ont été démolies. Certaines de ces dernières ont été examinées dans le cadre du projet ZEBRA, « Relevé de l'état de ponts pendant leur démolition » (projet de recherche OFROU AGB1998/101). Ce projet est dirigé par le Prof. Thomas Vogel, institut de statique et de construction (Institut für Baustatik und Konstruktion) de l'EPF Zurich.

Pour faciliter la lisibilité du rapport, les systèmes de précontrainte, de haubans et de tirants d'ancrage sont traités dans des chapitres séparés (chapitres 2 à 4). Les annexes sont structurées de façon analogue et contiennent les descriptions des dégâts répertoriés en Suisse.

Le rapport ne traite pas ou seulement marginalement les matières suivantes : les barres de suspension (par exemple pour des dalles-plafond dans des tunnels), les pieux en traction ainsi que les pieux précontraints en traction ou en compression, les ancrages passifs (clous) dont les éléments tendus, selon les règlements actuels, ne sont pas en acier de précontrainte, les tuyaux précontraints, les systèmes de précontrainte, de haubans et de tirants d'ancrage en matériaux composites renforcés de fibres de verre ou de carbone (par exemple pour des renforcements de structures ou pour des haubans de ponts). Le rapport traite également marginalement des techniques d'inspection et de remise en état des structures endommagées.

Systemes de précontrainte

La construction en béton précontraint a généralement fait ses preuves. Au niveau mondial, seulement quelques structures précontraintes se sont effondrées. Les causes principales étaient :

- acier de précontrainte sensible à la corrosion sous tension (exemple en Allemagne)
- ciments inadaptés (ciment alumineux fondu), mortiers ou bétons contaminés par des chlorures (sables contenant des chlorures, CaCl_2 comme accélérateur) (exemples en Allemagne, Yougoslavie et Etats-Unis)
- contrôle et surveillance insuffisants pendant la construction et l'exploitation (exemple en Sicile)
- pénétration d'eau et de chlorures dans des câbles de précontrainte mal injectés au droit des joints non étanches de la structure (exemples en Grande-Bretagne et Belgique).

Seulement dans quelques rares cas, une seule des causes évoquées ci-dessus était exclusivement responsable de l'effondrement. La plupart du temps, la sensibilité de la structure et une combinaison de différentes causes ont causé l'accident. Sur cette base et sur l'évaluation d'autres dommages en Suisse et à l'étranger, il était possible d'identifier les risques externes et internes les plus importants. Les risques externes sont déterminés par l'environnement ou les conditions d'utilisation (solllicitations). Les risques internes comprennent les faiblesses de la structure et du système de protection contre la corrosion des câbles de précontrainte, des haubans et des tirants d'ancrage (résistance). La cause des dégâts est la plupart du temps une combinaison des différentes faiblesses structurales (situations de risque) en présence d'un risque externe donné (action prépondérante). Ceci peut provoquer des réactions en chaîne qui, par exemple pour des câbles de précontrainte adhérents, commencent souvent à la surface de la structure et sont généralement visibles à l'œil nu ou peuvent être détectées lors d'un relevé d'état.

Systèmes de haubans

Selon la connaissance des auteurs, il n'y a eu, jusqu'à présent, aucun effondrement d'un pont haubané dû à la corrosion, excepté dans le cas d'un pont suspendu où l'entretien a été complètement négligé. Une raison importante de ce bilan favorable est le fait que les systèmes à haubans sont généralement redondants et que la défaillance simultanée de plusieurs haubans due à la corrosion est peu probable. Une défaillance de câbles de retenue pourrait cependant causer un effondrement de la structure porteuse. Néanmoins, dans quelques constructions à haubans des dégâts de corrosion considérables ont dû être réparés ou des haubans ont même dû être remplacés.

Comparé aux câbles de précontrainte dans les ouvrages d'art, les haubans sont en partie exposés aux mêmes mais également à d'autres sollicitations, respectivement à des sollicitations additionnelles telles que l'exposition directe aux intempéries, l'exposition directe à aux eaux contaminées de chlorures, l'exposition au rayonnement direct du soleil (rayonnement UV) et par conséquent à des variations de température et de longueur élevées ainsi que les sollicitations dynamiques accrues dues aux actions de la circulation, du vent (vibrations), etc. D'autres risques sont ainsi apparus tels que la corrosion due à la fatigue et au frottement.

Systèmes de tirants d'ancrage

La technique des tirants d'ancrage est devenue une partie importante de la géotechnique et a généralement fait ses preuves. Les dégâts importants constatés sur quelques ancrages n'ont pas causé des défaillances graves de conséquences. En général, les dégâts ont été détectés en temps utile et ont pu être réparés à des coûts plus ou moins élevés. Dans la plupart des cas des tirants de remplacement ont été installés. Dans le monde entier, seulement un nombre relativement restreint de structures ancrées s'est effondré en raison des dégâts de corrosion, la raison principale étant que les ouvrages ancrés sont généralement redondants et qu'ils présentent souvent des réserves au niveau du dimensionnement dues à l'adoption d'hypothèses de calcul prudentes concernant les valeurs caractéristiques du terrain.

L'étendue des dégâts de corrosion aux systèmes de tirants d'ancrage et le niveau de connaissances correspondant corréleront directement avec les étapes de développement de la technique des tirants d'ancrage.

En raison du manque de méthodes d'investigation, les dégâts sur les tirants d'ancrages complètement injectés peuvent être détectés uniquement localement au niveau de la tête du tirant. L'évaluation de l'état d'un tirant doit donc être accompagnée d'une étude de risque.

La protection contre la corrosion des tirants d'ancrage avec longueur libre sans "double protection contre la corrosion" est généralement insuffisante. Selon le concept de construction de la structure et la qualité d'exécution du système d'ancrage, des dégâts peuvent apparaître systématiquement ou sporadiquement. On note que des ruptures fragiles, suite à de la corrosion sous tension se sont assez souvent produites dans ce type d'ancrage. Le relevé et l'évaluation de l'état devraient être basés sur l'examen d'un nombre représentatif de tirants.

Les tirants d'ancrage avec une "double protection contre la corrosion" sont en général suffisamment protégés contre la corrosion. La présence d'eau sous pression autour des tirants ou le manque de qualité de la liaison entre les gaines de protection ondulées et lisses peut constituer un risque. Avec cette génération de tirants appliqués sur des structures correctement conçues, les dégâts se limiteront à des cas isolés. Comme ces tirants sont généralement équipés de systèmes de surveillance (tirant de mesure, extensomètres ou inclinomètres), l'évaluation de l'état peut se faire sur la base de ces mesures, de l'inspection de la tête du tirant et du contrôle de la force d'ancrage.

L'efficacité de la protection contre la corrosion des tirants d'ancrage avec "une protection intégrale contre la corrosion" peut être vérifiée en mesurant la résistance électrique. Dans le cas d'un résultat positif, on peut s'attendre à ne pas avoir de dégâts. L'évaluation de l'état peut être basée sur des mesures et des inspections ponctuelles de la tête du tirant.

Summary

The prestressing technique revolutionized the construction of bridges and buildings. The same is true for the anchor technique solving manifold problems in ground engineering. The importance of an effective corrosion protection has been recognized from the outset as already at that time, the sensitiveness of the applied prestressing steels with respect to corrosion attack was known. Nevertheless, damages occurred at home and abroad. Although these have been described in many individual notices and reports published in journals and proceedings, only a few comprehensive overviews exist. The lessons learned from damages led to a continuous improvement of the systems.

The aim of this report containing also the results of the work published in 1998 was

- to present the technical development of prestressing, stay cable and ground anchor systems and to collect the available systems documentation with the objective to use them as an important basis for the condition survey and evaluation.
- to document the existing information and knowledge of the various parties involved on corrosion damages of prestressing steels found in Switzerland.
- to conduct an extensive literature search and to contact experts with the objective to additionally document and present the corrosion damages of prestressing steels abroad.
- to determine the causes and mechanisms of corrosion damages and to deduct possible hazard scenarios to be considered for the condition survey and evaluation.
- to obtain indications for the further development of prestressing, stay cable and ground anchor systems.

Many important lessons could only be learnt when structures were demolished. Some of these were investigated within the frame of the project ZEBRA "Condition survey of bridges during demolition" (Research project AGB1998/101 by FEDRO, the Federal Roads Office). This project is directed by Prof. Thomas Vogel, Institute of Structural Engineering of the ETH Zurich.

To facilitate the legibility of the report, prestressing, stay cables and ground anchor systems are dealt with in separate chapters (chapter 2 to 4). The annexes are similarly structured and contain case studies of damages in Switzerland.

The report does not or only marginally deal with the following topics: suspension bars (e.g. for partition slabs in tunnels), prestressed tension and compression piles, unstressed anchors (nails, which – accordingly to actual regulations – are not consisting of prestressing steels), prestressed pipes, prestressing, stay cable and ground anchor systems consisting of carbon- or glass fibre-reinforced materials (e.g. for strengthening or for cable-stayed bridges). The report also only marginally deals with inspection techniques and the repair of damaged structures.

Prestressing systems

Prestressed concrete can generally be regarded as a proven structural form. Worldwide, only a few prestressed structures collapsed. The most important reasons for failures were:

- prestressing steel sensitive to stress corrosion (example in Germany)
- unsuitable cements (high-alumina cement, calcium aluminate cement), chloride-contaminated mortars or concretes (chloride-containing sands, CaCl_2 as accelerator) (examples in Germany, Yugoslavia and USA)
- insufficient surveillance during construction and service (example in Sicily)
- ingress of water and chlorides at leaking joints into not fully grouted tendons (examples in Great Britain and Belgium).

Only in a few cases, the reasons mentioned above were alone responsible for the collapse. Mostly, the sensitivity of the structure and a combination of different reasons caused the accident. On this basis and on the evaluation of other damages, it was possible to identify the most important external and internal hazards. External hazards are determined by the environment or the service conditions (action side). Internal hazards contain weak structural areas and the intrinsic corrosion protection system of the post-tensioning tendons, the stay cables and the ground anchors (resistance side). The cause of damages is mostly the combination of weak structural areas (hazard scenarios) and an existing external hazard (leading action). Hence, the so-called "damage chains" are generated. For bonded tendons for instance, these start at the surface of the structure and are generally visible or can be detected during inspection.

Stay cable systems

According to the authors' knowledge, there have been no failures of cable-supported bridges due to corrosion except in the case of a suspension bridge where maintenance was completely neglected. An important reason for this positive assessment is the fact that generally cable-stayed structures are redundant and that the simultaneous failure of several stay cables due to corrosion is rather unlikely. However, the loss of a so-called back stay could cause a structural collapse. In some stay cable applications however, considerable corrosion damages had to be eliminated or stays even had to be exchanged.

Compared to post-tensioned tendons in bridges, stay cables are partly exposed to the same actions but also to others resp. additional actions such as direct weather effects, direct water access (containing chlorides), direct sun radiation (UV-radiation) and consequently related changes in temperature and cable length as well as increased dynamic actions due to traffic loads and wind (vibrations). Further hazards occurred such as fatigue and fretting corrosion.

Ground anchor systems

The anchor technique has become an important part in ground engineering and can generally be considered as proven. In some anchors the tensile members have shown considerable corrosion damages, however, no catastrophic failure occurred. In general, the damages were found in good time and could be rectified at more or less cost. In most cases replacement anchors were installed. Worldwide, a comparatively small number of anchored structures collapsed due to corrosion damages, the main reason being that anchored structures are redundant and often exhibit resistance reserves due to prudent assumptions of the characteristic values of the ground.

The distribution of corrosion damages and the corresponding knowledge thereon correlate directly with the development stages of the anchor technique.

Due to the lack of systematic examination methods, for the so-called fully bonded anchors only the anchor head area can be spot-checked. The condition evaluation must therefore be based on a risk assessment.

The corrosion protection of anchors having a free length remaining movable during service life without "double corrosion protection" is generally insufficient. Depending on the type of structure and the quality of the execution damages of this type of anchors can be found systematically or limited to single cases. It must be considered, that quite often non-ductile failures due to stress corrosion occur. The condition survey and evaluation should be based on the examination of a representative number of anchors.

Anchors with a "double corrosion protection" are in general sufficiently protected against corrosion. The presence of pressure water around the anchors or the lack of quality of the transition between the corrugated and the smooth protection duct can be a hazard. It can be expected that with this anchor generation and reasonably designed structures, damages are limited to single cases. As anchors of this type are generally equipped with surveillance installations (measuring anchors, extensometers or inclinometers), the condition evaluation can be based on measurements, inspection of the anchor head area and check of the anchor force by lift-off.

The effectiveness of anchors with a "comprehensive corrosion protection" can be verified by measuring the electrical resistance. In case the resistance requirements are fulfilled, no damages will occur. The condition evaluation can be based upon measurements and spot-checking the anchor head area.

1 Einleitung

1.1 Zielsetzung des Projektes

Die Entwicklung der Vorspanntechnik revolutionierte das Bauen. Die Anwendung der äusserst anpassungsfähigen Vorspanntechnik beim Brückenbau erlaubte Bauweisen und Spannweiten, die ohne diese technisch nicht machbar waren. Gleiches gilt für die Entwicklung der vorge-spannten Boden- und Felsanker für mannigfaltige Anwendungen im Grundbau. In der Schweiz werden seit mehr als 50 Jahren Spannstähe bei Spanngliedern, im Spannbett, bei Ankern und seit einigen Jahren vermehrt auch bei Schrägseilen verwendet. Schon von Beginn weg wurde auf einen guten Korrosionsschutz grossen Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass die für die Vorspannung verwendeten Spannstähe auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten in der Schweiz wie auch im Ausland Schäden auf.

Aus Korrosionsschäden an Spannstähen können durch die genaue Abklärung der Schadenursachen bzw. der Schadenmechanismen wertvolle Erfahrungen gewonnen und Gefährdungsbilder ermittelt werden. Das Wissen über aufgetretene Schäden bleibt jedoch sehr häufig bei den verschiedenen Beteiligten. Es gibt über Schäden an Spannstähen im In- und Ausland zwar viele einzelne Meldungen, Hinweise und Berichte in Fachzeitschriften und Tagungsdokumentationen, zusammenfassende Darstellungen hingegen gibt es nur wenige.

Gemäss einer 1999/2001 durchgeführten Studie betragen die durch Korrosion verursachten direkten Kosten in den USA etwa 276 Milliarden Dollar pro Jahr, was 3.1% des Bruttoinlandproduktes entspricht [FHWA 2002, MatPer 2002, Yunovich 2002]. Daran hat die Infrastruktur einen Anteil von 16.4% (**Bild 1.1**), wovon 37% (ca. 17 Milliarden Dollar) auf die Brücken des Bundesstrassennetzes fallen (**Bild 1.2**). Die indirekten Kosten können bei den Brücken bis zu zehnmal höher sein als die direkten.

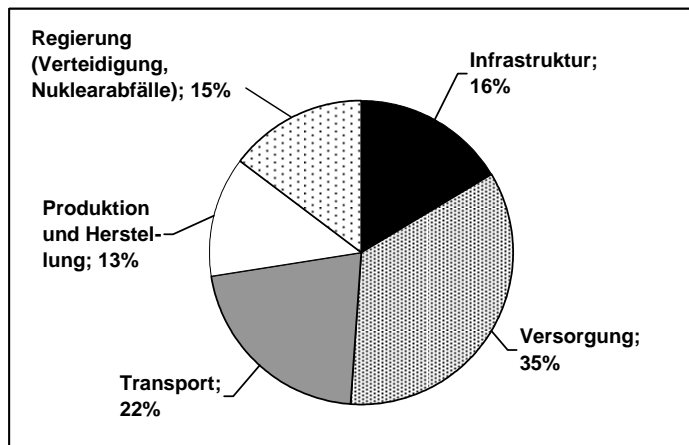


Bild 1.1

Jährliche Korrosionskosten in den USA bei den fünf untersuchten Sektoren [FHWA 2002].

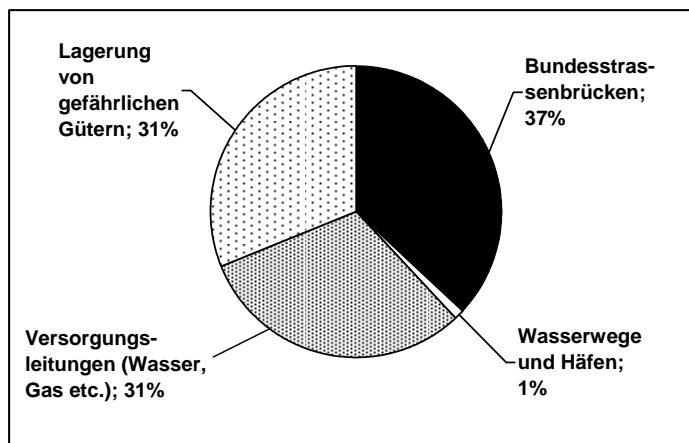


Bild 1.2

Jährliche Korrosionskosten in den USA beim Sektor Infrastruktur (ca. 45 Milliarden Dollar) [FHWA 2002].

Es wurde geschätzt, dass etwa 25 bis 30% der gesamten Korrosionskosten in den USA durch ein optimales Korrosionsmanagement vermieden werden könnten. Hierfür wurden die folgenden Strategien im technischen und nicht technischen Bereich identifiziert (Zitat in Originalsprache):

1. Increase awareness of large corrosion costs and potential savings.
2. Change the misconception that nothing can be done about corrosion.
3. Change policies, regulations, standards, and management practices to increase corrosion savings through sound corrosion management.
4. Improve education and training of staff in recognition of corrosion control.
5. Advance design practices for better corrosion management.
6. Develop advanced life prediction and performance assessment methods.
7. Improve corrosion technology through research, development and implementation.

Die genannten Strategien können auch für die Schweiz als richtig betrachtet werden. Die Zielsetzungen dieses Forschungsprojektes sind damit gut geeignet, hierzu einen Beitrag zu leisten.

Mit der Bearbeitung des Forschungsauftrages Nr. 86/95 des ASTRA wurde von der Forschungsstelle ein Anfang zur Aufarbeitung und Veröffentlichung ausgewählter Schadenfälle gemacht. Das Projekt hatte zum Ziel, Korrosionsschäden an Spannstählen in der Schweiz, insbesondere im Brückenbau, zu erfassen und auszuwerten, daraus Schlussfolgerungen für die Praxis abzuleiten und mögliche Gefährdungsbilder für Korrosionsschäden an Spannstählen darzustellen [Hunkeler 1998]. Insgesamt wurden bei dieser Arbeit 143 Objekte erfasst. Aus der Gesamtmenge wurden 38 Objekte (27 Brücken, 10 verankerte Bauwerke, 1 Silo) weiter bearbeitet. Der Schlussbericht vermittelte Informationen zur Entwicklung der Spannbetonbauweise, der Vorspanntechnik und die Ergebnisse der Auswertung von Schadenfällen. Weiter zeigte er mögliche Gefährdungsbilder für Spannstähle auf. Die beiden Anhänge enthielten 38 Kurzbeschreibungen der ausgewerteten Objekte sowie Hinweise zur Dokumentation zukünftiger Schadenfälle.

Im Laufe des ersten Projektes wurde festgestellt, dass eine vollständige Dokumentation der in der Schweiz eingesetzten Spann- und Ankersysteme fehlt. Eine solche Dokumentation ist für Zustandserfassungen und -beurteilungen von grossem Nutzen.

Bei der Auswahl der in [Hunkeler 1998] beschriebenen Objekte wurde ein Schwerpunkt bei Anwendungen von Spannstählen in Kunstbauten des Tief- und Ingenieurbaus, insbesondere von Spanngliedern im Brückenbau gesetzt. Viele Objekte wurden aus Zeitgründen oder mangels ausreichender Informationen nicht weiter verfolgt. Diesen Fällen sollte nun im Rahmen des Nachfolgeprojektes weiter nachgegangen und die vorhandenen Unterlagen zusammengestellt werden. Zudem sind im Laufe der letzten Jahre weitere Schäden aufgetreten, die im ersten Bericht nicht mehr berücksichtigt werden konnten. Aus der Aufarbeitung dieser gezielt ausgewählten Fälle, die von den konstruktiven Gegebenheiten und den Angriffsbedingungen her anders gelagert sind, sollten weitere Erkenntnisse resultieren. Beim zweiten Projekt wurden daher folgende Schwerpunkte gesetzt:

- Weitere Spannsysteme (z. B. im Hinblick auf den Vergleich des Verhaltens von Litzen und Paralleldrahtbündeln)
- Schrägseilbrücken (Im Ausland sind in der Zwischenzeit verschiedene Schäden aufgetreten. Die meisten Schrägseilbrücken sind in der Schweiz jüngeren Datums, d. h. es ist möglich, dass Schäden erst noch auftreten werden.)
- Vorfabrizierte, im Spannbett vorgespannte Elementträger (Die Zustandsbeurteilung und Instandsetzung derartiger Tragelemente ist schwierig.)
- Permanent verankerte Bauwerke (z. B. im Hinblick auf den Vergleich des Verhaltens von Litzen und Stäben und auf unterschiedliche Angriffsbedingungen).

Darüber hinaus sollte die Aufarbeitung und Auswertung von gezielt ausgewählten Schadenfällen an Hochbauten und Behältern in Bezug auf die äusseren Gefährdungen eine Erweiterung darstellen, die auch für den Einsatz von Spannstählen im Tiefbau interessant ist. Mögliche Angriffsmedien neben Wasser oder Feuchtigkeit sind: aggressive Dämpfe und Flüssigkeiten, Bakterien, grosse Temperaturdifferenzen, Karbonatisierung etc.. Durch die Aufarbeitung und Auswertung derartiger Schadenfälle kann das schwer zugängliche Wissen aus diesem Bereich besser verbreitet werden.

Verschiedene Objekte konnten im Rahmen des Projektes **ZEBRA**, „Zustandserfassung von Brücken während deren Abbruch“ (Forschungsauftrag AGB 1998/101), vertiefter untersucht werden. Dieses Projekt steht unter der Leitung von Prof. Thomas Vogel, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich [Vogel 1998, 2002]). Ziel des Projektes ZEBRA ist es, eine Rahmenorganisation für die Zustandserfassung von Abbruchobjekten und die zentrale Sammlung und Verarbeitung der Daten zu schaffen sowie bauteilspezifische Vorgehensweisen der Zustandserfassung zu erarbeiten. Die Forschungsarbeiten sollen zudem neue Erkenntnisse über relevante Schädigungs- und Versagensmechanismen sowie Erkenntnisse für Überprüfungen ähnlicher Objekte liefern. Die Autoren des vorliegenden Berichtes sind in der Experten-Gruppe des Projektes ZEBRA vertreten. Damit wurde der gegenseitige Informationsaustausch sichergestellt.

Abgrenzung

Folgende Themen wurden im Rahmen des Projektes nicht bzw. nur am Rande behandelt:

- Hängestangen (z.B. bei Zwischendecken in Tunnels)
- Zugpfähle und vorgespannte Zug- oder Druckpfähle
- ungespannte (schlafte oder passive) Anker, oft Nägel genannt, deren Zugglieder nach heutiger Regelung nicht aus Spannstählen bestehen
- vorgespannte Rohre
- Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme aus kohle- und glasfaserverstärktem Kunststoff (z.B. für Verstärkungen oder für Schrägseilbrücken).

1.2 Fachausdrücke

In diesem Bericht werden die Fachausdrücke für Spann- und Ankersysteme gemäss den Normen SIA 262 und 267 verwendet [SIA 2003a,b]. Sie sind in den **Tabellen 1.1 und 1.2** in alphabetischer Reihenfolge definiert. Die Norm SIA 262 enthält keine Definitionen von Fachausdrücken, die für Schrägseilsysteme spezifisch wären.

Im Bericht wird für das Material, das zum Verfüllen von Hüllrohren von Spanngliedern eingesetzt wird, konsequent der Begriff **Füllgut** verwendet, obwohl in den Originalberichten, Literaturstellen, etc. teilweise andere Begriffe (Zementmörtel, Injektionsgut, Zementinjektion usw.) gebraucht wurden. In Plänen, Schemas, Bildern etc. wurden die Originalbegriffe belassen. Füllgut, das aus einem Zement- und Wassergemisch besteht, wird „**zementöses Füllgut**“ genannt. Wachs- oder fettartige Korrosionsschutzmassen werden unter dem Begriff „**plastisches Füllgut**“ zusammengefasst.

Hinweis: Im „Leitfaden für die technische Zulassung von Ankersystemen gemäss Norm SIA 267“ [EMPA 2004b] wird das zementöse Füllgut als Injektionsgut und das plastische Füllgut als dauerplastische Korrosionsschutzmasse bezeichnet.

| Begriff | Erläuterungen |
|--------------------|--|
| Füllgut | <p>Baustoff zur Verfüllung von Hüllrohren.</p> <p>Gemäss 3.4.5.1 gilt: Für Spannglieder mit Verbund ist Spezialfüllgut auf Zementbasis zu verwenden, das in der Regel aus Portlandzement, Wasser und Zusatzmitteln besteht. Dieses Füllgut kann auch für externe Spannglieder verwendet werden. Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält Norm SIA 262/1.</p> <p>Füllgut für Spannglieder ohne Verbund und je nach Anforderungen auch für externe Spannglieder kann aus geeigneten Fetten oder Wachsen bestehen. Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält Norm SIA 262/1 (Ziffer 3.4.5.2).</p> |
| Hüllrohr | <p>Metall- oder Kunststoffrohr zur Umhüllung von Spannstahl. Gemäss Ziffer 3.4.4.1 sind folgende Arten von Hüllrohren gebräuchlich:</p> <ul style="list-style-type: none"> - gewellte, metallische Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder mit Verbund - gewellte Hüllrohre aus Kunststoff für Spannglieder mit Verbund - glatte Hüllrohre aus Kunststoff für Spannglieder ohne Verbund (z.B. Monolitzen) - glatte Hüllrohre aus Kunststoff oder Stahl für externe Spannglieder. |
| Spannbeton | Beton, dessen Bewehrung teilweise aus Spanngliedern besteht. |
| Spannbettverfahren | Spannverfahren, bei dem der Spannstahl vor dem Betonieren gespannt wird. |
| Spannglied | <p>Bewehrungselement, bestehend aus gespanntem Spannstahl, Spannverankerungen, Hüllrohr und Füllgut. Gemäss Ziffer 3.4.2.2 werden in Bezug auf den Korrosionsschutz drei Kategorien von Spanngliedern mit Verbund unterschieden:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kategorie a: Spannglied mit Stahlhüllrohr gemäss Ziffer 3.4.4 - Kategorie b: Spannglied mit Kunststoffhüllrohr gemäss Ziffer 3.4.4 - Kategorie c: Elektrisch isoliertes Spannglied, d.h. Spannglied mit Kunststoffhüllrohr und Verankerungen und Kupplungen, die so ausgebildet sind, dass eine dauerhafte elektrische Isolation des Spannstahls gegenüber der Umgebung besteht und die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls ermöglicht wird. |
| Spannstahl | Stahl in Form von Drähten, Litzen und Stäben, der zur Verwendung in einem Spannglied bzw. im Spannbettverfahren geeignet ist. |
| Spannsystem | <p>Spannglieder und Umlenkelemente samt zugehörige Geräte wie Pressen und Einpressvorrichtungen. In 3.4.1.1 sind die Systeme weiter definiert:</p> <ul style="list-style-type: none"> - von Beton umhülltem Spannstahl im Spannbettverfahren - innerhalb des Betonquerschnitts verlaufenden Spanngliedern mit oder ohne Verbund - ausserhalb des Betonquerschnitts verlaufenden externen Spanngliedern |
| Spannverankerung | Bauteil zum Aufbringen und Verankern einer Spannkraft. |
| Vorspannung | Auswirkung der auf ein Tragwerk mit Spanngliedern kontrolliert aufgebrachten Kräfte. |

Tabelle 1.1 Definition von Fachausdrücken bei den Spannsystemen gemäss [SIA 2003a].

| Begriff | Erläuterungen |
|-----------------------------------|--|
| Anker | Bauelement, das über ein Zugglied Kraft in den Baugrund überträgt. |
| Ankerkopf | Ankerteil zur Übertragung der Ankerkraft auf das verankerte Tragwerk oder direkt auf den zu stützenden Baugrund. |
| Ankerlänge | Länge zwischen Ankerkopf und Endpunkt des Ankers. |
| Freie Ankerlänge | Länge zwischen Ankerkopf und Beginn der Verankerungslänge, die sich aus der statischen und bodenmechanischen Berechnung ergibt. |
| Kontrollanker | Anker, an dem Überprüfungen und Messungen durchgeführt werden können. |
| Permanentanker | Vorgespannter Anker mit einer Nutzungsdauer länger als zwei Jahre bzw. ungespannter Anker mit einer Nutzungsdauer länger als fünf Jahre. |
| Temporärer Anker | Vorgespannter Anker mit einer beschränkten Nutzungsdauer von in der Regel maximal zwei Jahren bzw. ungespannter Anker mit einer beschränkten Nutzungsdauer von in der Regel maximal fünf Jahren. |
| Ungespannter Anker | Anker, der primär Zugkräfte in den Baugrund überträgt. Beim ungespannten Anker wird zur Zeit $t = 0$ keine oder nur eine geringe Spannkraft aufgebracht. |
| Verankerung | Gesamtheit der Ankermassnahmen, die hauptsächlich durch Einleiten von Zugkräften in den Baugrund einen Beitrag zur Tragfähigkeit des Bauwerks leisten. |
| Verankerungslänge | Länge, über welche die Kraft in den Verankerungskörper eingeleitet wird. |
| Vorgespannter Anker ¹⁾ | Anker, bei denen nach Aufbringen der Spannkraft als Folge der äusseren Einwirkungen nur geringe, innerhalb bestimmter Grenzen liegende Änderungen der Vorspannkraft eintreten. |
| Wirksame freie Ankerlänge | Länge, über die das Zugglied sich beim Spannen frei dehnt. |
| Zugglied | Ankerteil zur Übertragung der Ankerkraft vom Ankerkopf auf die Verankerungszone. |

1) Definition gemäss E SIA V 191 [SIA 1995].

Tabelle 1.2 Definition von Fachausdrücken bei den Ankersystemen gemäss [SIA 2003b].

Korrosionserscheinungen

Zur Beschreibung von Korrosionserscheinungen werden die Begriffe gemäss **Tabelle 1.3** verwendet. Bei der Korrosion von Stahl im Beton oder Spannstahl im zementösen Füllgut ist zwischen Mulden- und Spaltkorrosion kaum zu unterscheiden. Die Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton sind in [Hunkeler 1994, Nürnberger 1995] dargelegt.

Das Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993] enthält Hinweise für die quantitative Beurteilung eines Korrosionsangriffs bei Bewehrungsstählen (**Tabelle 1.4**). Die Unterteilung in Korrosionsgrade richtet sich hauptsächlich nach der flächenmässigen Ausdehnung des Angriffs und dem Korrosionsabtrag. Diese Klassierung ist auch zur Beschreibung des Korrosionsangriffs bei Spannstählen geeignet. Für die Beurteilung von Risskorrosionserscheinungen sind die Angaben in der **Tabelle 1.4** hingegen nicht geeignet.

| Begriff | Erläuterungen |
|--|--|
| Gleichmässige Korrosion | Der Korrosionsangriff führt zu einem allgemeinen, mehr oder weniger gleichmässigen flächigen Abtrag des Metalls (mit oder ohne Passivfilm). |
| Muldenkorrosion | Der Korrosionsangriff auf dem Metall ist ungleichmässig. Es bilden sich muldenartige Anfressungen auf dem Metall aus. |
| Spaltkorrosion | Der Korrosionsangriff ist in Spalten (geometrische Spalten, Kontaktflächen zu anderen Baustoffen etc.) oder unter Ablagerungen verstärkt. |
| Lochkorrosion, Lochfrass | Der Angriff auf das Metall (mit Passivfilm) erfolgt sehr lokal, d.h. lochartig. Daneben werden grössere Bereiche gar nicht angegriffen. |
| (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion | <p>Die Korrosion kann bei einem Metall, das unter statischer Zugspannung steht oder gedehnt wird, zu Rissen führen. Die Rissbildung kann durch das Eindringen von Wasserstoff in das Metall ausgelöst oder gefördert werden. Wasserstoff kann z.B. beim Korrosionsprozess (kathodische Reaktion), wegen Streuströmen (Eintritt des Streustroms in eine metallische Struktur) oder beim galvanischen Verzinken entstehen.</p> <p>Das Risiko für (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion ist hauptsächlich abhängig von der Empfindlichkeit des Metalls (Festigkeit, Verformungsgrad, innere Spannungen etc.), von der inneren und äusseren mechanischen Belastung (vorhandene Spannung im Verhältnis zur Streckgrenze, Dehngeschwindigkeit etc.) und von der Umgebung (z.B. pH-Wert, Anwesenheit von Promotoren für die Wasserstoffversprödung) sowie von der Temperatur und der Dauer der Einwirkungen.</p> <p>Es kann zwischen inter- und transkristalliner Spannungsrisskorrosion unterschieden werden.</p> |
| Ermüdungsrisskorrosion, Schwingungsrisskorrosion | Der Korrosionsangriff verstärkt die Auswirkung einer schwingenden Belastung. |
| Reibkorrosion | Der Korrosionsangriff wird verstärkt, wenn ein Metall gegen den gleichen oder einen anderen Baustoff angedrückt wird und sich gegen diesen verschiebt (Hin- und Herbewegung, Rotation). Die Relativverschiebung wirkt sich erst bei hohen Frequenzen korrosionsfördernd aus. |
| Kontaktkorrosion (galvanische Korrosion) | Der Korrosionsangriff wird durch unterschiedliche Korrosionspotenziale verursacht (Kontakt zwischen edlem und unedlem Metall). Im Kontaktbereich ist der Angriff auf dem unedleren Metall erheblich stärker. Ähnliche Erscheinungen treten auch bei der Paarung mit elektrisch leitenden Nichtmetallen (z.B. Graphit) auf. |

Tabelle 1.3 Erläuterungen zu Korrosionserscheinungen.

| Korrosionsgrad (KG) | Bedeutung |
|---------------------|--|
| 0 | blank |
| 1 | wenige Rostpunkte |
| 2 | Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag |
| 3 | vollständig rostig, geringer Materialabtrag (maximal Rippung abkorrodiert) |
| 4 | Querschnittsverminderungen; Lochfrass (Angabe der Dickenminderung in mm oder % des ursprünglichen Gesamtquerschnittes) |

Tabelle 1.4 Definition der Korrosionsgrade und Beurteilung des Korrosionszustandes von Bewehrungsstählen gemäss Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993].

1.3 Informationen zu den Systemen und Schadenfällen

1.3.1 Informationen zu den Systemen und Schadenfällen in der Schweiz

Im Sommer 1995 wurde im Rahmen des ersten Projektes [Hunkeler 1998] eine erste Umfrage durchgeführt, um zu eruieren, wo Schadenfälle infolge Korrosion an Spannstählen aufgetreten sind. Es wurden dabei folgende Stellen kontaktiert:

- Sämtliche Kantonsingenieure und Leiter der kantonalen Autobahnbüros
- Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bundesamt für Verkehr (BAV), Amt für Bundesbauten (AFB), Bern
- Stadttingenieure mit grösseren Brückenbeständen
- Baudirektion SBB und die Brückeningenieure der Kreise
- EMPA, Dübendorf
- Anbieter von Spann-, Schrägseil- und Ankersystemen in der Schweiz.

Es wurde dabei nicht nur nach Schäden gefragt, sondern auch nach den Ergebnissen von detaillierten Zustandserfassungen. Zu den gemeldeten Objekten kamen noch jene hinzu, die den Verfassern aus ihrer Expertentätigkeit bereits bekannt waren. Für die anschliessende Bearbeitung der Objekte wurden die relevanten Dokumentationen zu den gemeldeten Fällen angefordert. Nach deren Erhalt sind diese erfasst, auf Vollständigkeit geprüft und ausgewertet worden.

Während der Bearbeitung des zweiten Berichtes wurde der Kontakt zu den oben genannten Stellen aufrechterhalten. Zudem wurde in Fachartikeln in verschiedenen Zeitschriften (tec 21, Schweizer Baublatt, Die Stadt, Die Schweizer Gemeinde, Kommunal Magazin) auf das Projekt aufmerksam gemacht und die Leser aufgerufen, der Forschungsstelle allfällige Schäden zu melden. Weiter wurden einzelne Ingenieurbüros gezielt angefragt.

Daneben wurden die Vorspann- und Ankerfirmen gebeten, ihre Dokumentationen zu Spann-, Schrägseil- und Ankersystemen der Forschungsstelle abzugeben.

Damit standen den Autoren folgende Unterlagen für die Erstellung des Berichtes zur Verfügung:

- Dokumentationen bisheriger Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme (Firmendokumentationen, nach Anwendungsjahren geordnet, Zulassungen von Spann- und Ankersystemen, Dokumentation von Systemkomponenten)
- Dokumentationen der Schadenfälle der öffentlichen Hand sowie einzelner privater Eigentümer
- Dokumentationen der ZEBRA-Objekte [Vogel 1998, 2002]
- Berichte der EMPA über materialtechnische Untersuchungen an schadhaften Spannstählen.

Abschliessend möchten die Autoren dieses Berichtes auf die Schwierigkeiten hinweisen, die sich bei ihrer Arbeit ergaben. Oft war ein mehrmaliges Nachfragen erforderlich, was sich als sehr zeitraubend erwies. Es traten dabei ähnliche Probleme auf, wie sie bereits Nürnberger 1980 in seinem Bericht treffend formulierte [Nürnberger 1980]:

"Nicht in jedem Fall konnten bei der Analyse und Auswertung dieser Schadensfälle die Zielvorstellungen eingehalten werden, auch war es unmöglich, Unterlagen über alle aufgetretenen Schäden zu erhalten. Bei der Beschaffung der Unterlagen wurde die fehlende Bereitschaft einer Reihe von Beteiligten deutlich, Informationen über Schäden weiterzugeben. Andererseits waren viele Informationen, insbesondere aber Literaturstellen, unvollständig. Bei zweifelhaften Fehlerangaben war es aber unmöglich, die Schadensursache selbst aufzuklären.

Unzureichende Detailangaben, insbesondere bei der Beschreibung der Schäden, zwangen vielfach die Formulierungen der Originalunterlagen beizubehalten, was jedoch zwangsläufig zu einer nicht einheitlichen Abfassung der Berichte und zu einer nicht einheitlichen Sprache führte.

Es sei in diesem Zusammenhang darauf verwiesen, dass eine Reihe von Untersuchungsbefunden und insbesondere die hieraus gezogenen Folgerungen nicht der Meinung des Verfassers entsprechen. Deshalb wurden in Kenntnis aller hier erarbeiteten Ergebnisse in Einzelfällen auch eigene Schlussfolgerungen gezogen, worauf in den Einzelbeiträgen besonders hingewiesen wird."

Die Auswertungen haben gezeigt, dass eine vollständige Erfassung und Analyse eines Schadensfalls nur in mühseliger Kleinarbeit erreicht werden kann. Um dies zu erleichtern, wird ein Leitfaden für zukünftige Analysen von Schadensfällen an Spannstählen infolge Korrosion und Risskorrosion erstellt, wie er aus der Sicht der hier diskutierten Fälle erscheint."

Bei dieser Arbeit traf einzig die Feststellung der "fehlenden Bereitschaft einer Reihe von Beteiligten, Informationen über Schäden weiterzugeben" nicht zu. Dass sich die Informationsbeschaffung als sehr zeitraubend erwies, hatte mit der beruflichen Belastung der Kontaktpersonen und dem nicht immer optimalen Zustand der Archive zu tun.

Bei der Aufarbeitung der Berichte über Schadensfälle wurden immer wieder Lücken und Ungenauigkeiten bei der Zustandserfassung und bei der Beurteilung festgestellt. Um in Zukunft die Berichterstattung zu verbessern, wurde eine Wegleitung zur systematischen Erfassung von Schäden an Spannsystemen erstellt (Anhang 2 in [Hunkeler 1998]).

1.3.2 Informationen zu Schadensfällen im Ausland

Parallel zur Beschaffung und Auswertung der Schäden an Spannstählen in der Schweiz hat die Forschungsstelle eine eingehende Literaturrecherche durchgeführt und ihr bekannte Fachleute persönlich angefragt, um die Schadensfälle im Ausland zu erfassen. Es war zunächst beabsichtigt, nur spektakuläre Schadensfälle neueren Datums zu beschreiben. Es zeigte sich aber, dass erstens Korrosionsschäden nur in wenigen Fällen zu einem katastrophalen Versagen geführt haben, was als sehr positiv für die Vorspanntechnik zu werten ist, und zweitens, dass viele Schäden nur unzureichend dokumentiert sind. Deshalb wurden bei diesem Teil der Arbeit auch weniger Aufsehen erregende, aber aussagekräftige Schäden und Mängel berücksichtigt.

Auffallend bei der Sichtung der vorhandenen Literatur war, dass eine weitaus grössere Anzahl Publikationen zu Korrosionsschäden an Spannsystemen vorliegt als für Schrägseil- oder Ankersysteme.

Zu Schäden an innen liegenden Spanngliedern mit nachträglichem Verbund liegen weit mehr Informationen vor als für externe Spannglieder, Spannglieder ohne Verbund oder für die Vorspannung mit sofortigem Verbund (Spannbett). Daraus darf aber nicht abgeleitet werden, dass innen liegende Spannglieder mit nachträglichem Verbund schadenanfälliger sind.

1.4 Gliederung des Berichts

Um die Lesbarkeit des Berichtes zu erleichtern, werden die

- Spannsysteme
- Schrägseilsysteme
- Ankersysteme

in separaten Kapiteln behandelt (**Kapitel 2 bis 4**). Die Anhänge sind in der gleichen Art gegliedert und enthalten die Beschreibungen der aufgearbeiteten Schadenfälle in der Schweiz.

1.5 Verfügbarkeit des ersten Berichts

Der 1998 publizierte Bericht über das erste Projekt „Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern“ [Hunkeler 1998] ist **vergriffen**. Sämtliche Erkenntnisse wurden daher in diesen Bericht integriert.

Die Anhänge des ersten Berichts, die „**Wegleitung zur systematischen Erfassung von Schäden an Spannsystemen**“ (Anhang 2 in [Hunkeler 1998] sowie die „**Wegleitung zum Erstellen und Instandsetzen von Sondieröffnungen bei Spanngliedern**“ des VSV (Verein Schweizerischer Vorspannfirmer) [VSV 1998] können als „Separatdruck“ zum Selbstkostenpreis von der TFB, Lindenstrasse 10, 5103 Wildegg, bezogen oder von der Homepage der TFB (www.tfb.ch) herunter geladen werden.

1.6 Aufgaben der TFB im Rahmen des Projektes

Die TFB hat es übernommen, die im Rahmen des Projektes die Unterlagen zu Spann-, Schrägseil- und Ankersystemen zu sammeln, zu archivieren und diese für Interessierte zur Verfügung zu halten. Gleiches gilt auch für die vorhandenen Berichte und Dokumente über die im In- und Ausland aufgetretenen Schäden. Mit diesem Vorgehen soll sichergestellt werden, dass Informationen über die Systeme und Schadenfälle zugänglich bleiben.

Die TFB wird auch in Zukunft Informationen über neue Schäden entgegen nehmen und auswerten. Die Leser sind herzlich eingeladen, diese zentrale Dokumentation der Schadenfälle zu unterstützen.

2 Spannsysteme

2.1 Entwicklung der Spannbetonbauweise

Die Erfindung der Spannbetonbauweise gehört zu den markantesten Fortschritten in der Bautechnik. Sie löste im Brückenbau eine eigentliche Innovationswelle aus. In [Menn 1986, Brühwiler 2003] wird dazu Folgendes geschrieben (Zitat):

"Einen umwälzenden Einfluss auf die weitere Entwicklung der Eisenbeton-Bauweise hatte die Einführung der Vorspanntechnik. Das Prinzip der Vorspanntechnik, das darin besteht, dass den Beanspruchungen aus äusseren Einwirkungen ein künstlich erzeugter und günstig wirkender Spannungszustand überlagert wird, war an sich schon im Altertum beim Schiffsbau oder bei der Herstellung von Fässern sowie später auch bei der Ausführung von Mauerwerk bekannt. Die ersten Versuche mit vorgespannten Eisenbetonbalken wurden bereits Ende des 19. Jahrhunderts durchgeführt. 1888 liess der deutsche Ingenieur W. Döhring die Herstellung von Platten, Latten und Balken für den Hochbau, bei denen zur Verminderung der Rissbildung gespannte Drähte einbetoniert wurden, patentieren. Zu einer verbreiteten baupraktischen Anwendung kam es aber vorerst nicht.

Erst der überragende französische Ingenieur Eugène Freyssinet (1879-1962) erkannte die grosse Bedeutung und die vielseitigen Möglichkeiten dieser Technik. Er widmete sich intensiv der Entwicklung geeigneter Spannsysteme und liess von 1928 bis 1936 verschiedene Erfindungen von Spannpressen und Spanngliederverankerungen patentieren. 1935 konnte er der Société des Ingénieurs Civils de France mit dem viel beachteten Vortrag "Une révolution dans les techniques du béton" die ersten vorgespannten Bauwerke vorstellen. Freyssinet propagierte von Anfang an Vorspannung in Verbund mit hochfesten, möglichst stark vorgespannten Drähten, und zwar sowohl für die Herstellung vorgefabrizierter Elemente im Spannbettverfahren als auch für Ortsbeton mit eingelegten und nach dem Erhärten des Betons gespannten Kabeln.

Freyssinets Idee fand auch in Deutschland grosses Interesse. Franz Dischinger (1887-1953), einer der erfahrensten Eisenbetonkonstrukteure, wählte vorerst einen anderen Weg in der Anwendung der Vorspanntechnik. Er konzipierte Zuggurte ohne Verbund aus Stahl mit einer Festigkeit von 520 N/mm^2 (St. 52), deren relativ kleine Vorspannung etwa 220 N/mm^2 betrug. Als Spannglieder verwendete er Stangen mit einem Durchmesser von 70 mm, an die ungefähr 1 m lange Gewindestücke stumpf angeschweisst waren."

Dank ihrer enormen Anpassungsfähigkeit und Flexibilität ermöglichte die Vorspanntechnik neuartige Tragwerksformen und Bauvorgänge. **Bild 2.1** zeigt Brückentypen und Baumethoden in Abhängigkeit von der Spannweite."

Die wichtigsten Impulse für die Entwicklung des Spannbetonbaus in den 1930er-Jahren kamen von Eugène Freyssinet in Frankreich und von Franz Dischinger in Deutschland. Während Freyssinet von Anfang an auf Spannglieder mit Verbund setzte, spannte Dischinger seine erste Brücke mit aussen liegenden Spanngliedern ohne Verbund vor. In der Folge setzte sich die Vorspannung mit Verbund durch, wobei seit den frühen 1980er-Jahren im Zusammenhang mit der Segmentbauweise und der Verstärkung bestehender Tragwerke die Vorspannung mit externen Spanngliedern wieder vermehrt zum Zuge kommt.

In den frühen 1940er-Jahren wurden die Ideen Freyssinet's in der Schweiz aufgenommen. Es waren die SBB, welche 1943 den Bau der weltweit ersten Eisenbahnbrücke in Spannbeton ermöglichten. Diese heute noch bestehende Brücke im Bereich des Bahnhofs Freiburg bildet einen Teil der Überdeckung der „Passage du Cardinal“ und trägt zwei Rangiergeleise. Der Bau der ersten vorgespannten Strassenbrücke in der Schweiz erfolgte 1950.

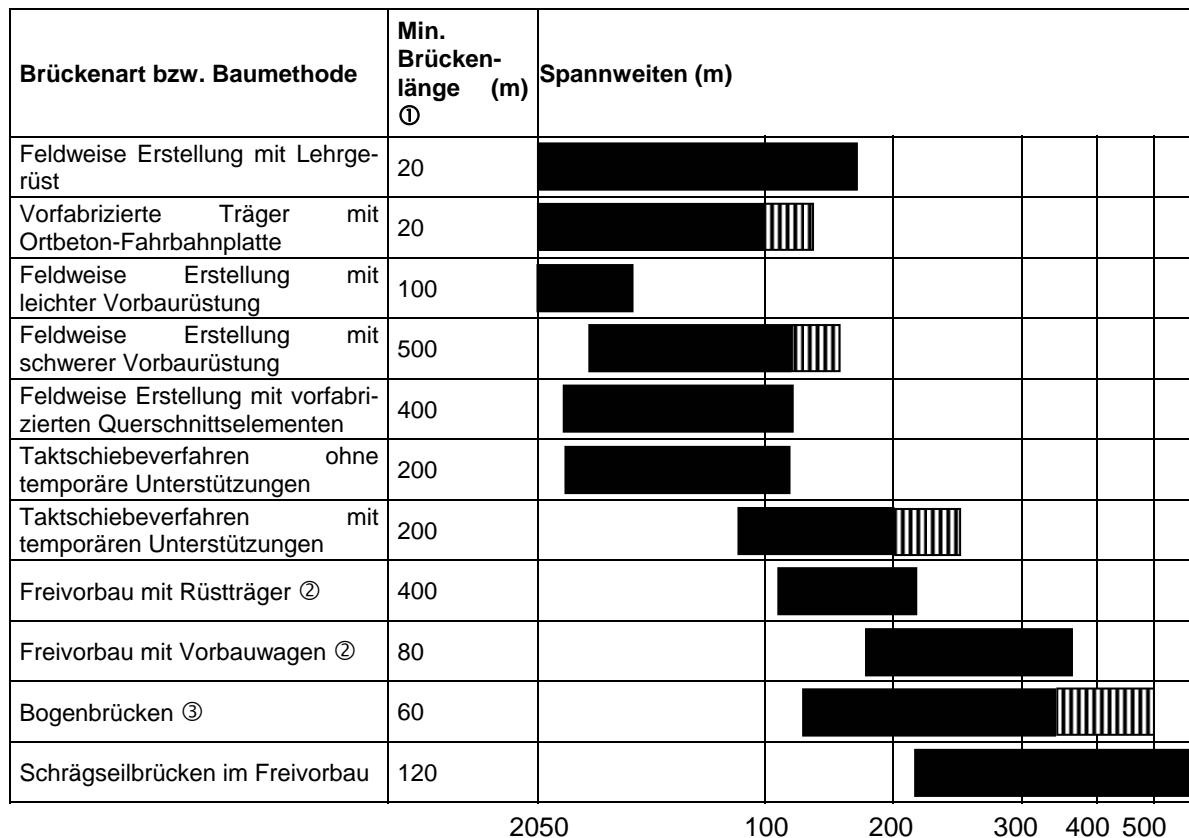


Bild 2.1: Gebräuchlichste Brückenarten bzw. Baumethoden in Abhängigkeit der Spannweite [Matt 1993]. *Anmerkung:* In der Zwischenzeit haben sich die maximalen Spannweiten bei Freivorbaubrücken (bis 300 m) und insbesondere bei Schrägseilbrücken erhöht (z.B. die sich im Bau befindliche Stonecutters Bridge in Hongkong mit 1'018 m und die Sutong Bridge in China mit 1'088 m).

- ① Minimal erforderliche Brückengesamtlänge, damit Methode wirtschaftlich ist
- ② Ort beton oder vorfabrizierte Querschnittssegmente
- ③ Auf Lehrgerüst oder im rückverankerten Freivorbau

Die Spannbetonbauweise kommt hauptsächlich in den folgenden Bereichen zur Anwendung:

Brückenbau

Über 80% der seit der Einführung des Spannbetons gebauten Brücken sind in dieser Bauweise erstellt worden (bezogen auf die Brückenfläche).

Behälterbau

Bereits sehr früh wurden vorgespannte Flüssigkeitsbehälter aus Spannbeton gebaut. Später kamen Faulschlammbehälter sowie Zement- und Klinkersilos hinzu. Neben der Verwendung von innen liegenden Spanngliedern im Verbund, wurden Behälter auch mittels Wickelverfahren vorgespannt. Einen Sonderfall des Wickelverfahrens bilden vorgespannte Rohre, die aber in der Schweiz keine grosse Verbreitung fanden.

Mit dem Aufkommen der so genannten Monolizen (Vorspannung ohne Verbund) wurden Behälter mit solchen sowohl innen- wie aussen liegenden Spanngliedern vorgespannt. Einen weiteren Sonderfall stellen die vorgespannten Druckstollen im Wasserkraftwerkbau dar, bei denen sowohl Spannglieder mit als auch solche ohne Verbund zur Anwendung gelangten.

Hoch- und Industriebau

Auch im Hoch- und Industriebau hat die Vorspanntechnik sehr früh Einzug gehalten, vorerst vor allem bei weit gespannten Trägerkonstruktionen, ab Mitte der 1970er-Jahre zusätzlich in beachtlichem Ausmass bei punktgestützten Flachdecken.

Die erste schweizerische Norm, die Anforderungen an Spannsysteme enthielt, war die 1968 in Kraft gesetzte Norm SIA 162 [SIA 1968]. Allerdings wurde die Umsetzung damals nicht durchgesetzt und überprüft. Dies änderte sich mit den 1989 in Kraft gesetzten Normen SIA 162 „Betonbauten“ und SIA 162/1 "Betonbauten - Materialprüfung" [SIA 1989b]. Wegen der darin festgelegten Qualitätsüberwachung (erstmalige Prüfung sowie dokumentierte Eigen- und Fremdüberwachung) sind die Spannsysteme seither systematisch dokumentiert worden. Für den Brückenbau stellt die ASTRA/SBB-Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ [ASTRA 2001] eine weitere Verbesserung dar. Darin wurden für gewisse Anwendungen weltweit erstmals elektrisch isolierte Spannglieder gefordert.

Gemäss der seit dem 1. Januar 2003 gültigen Norm SIA 262 (Übergangsfrist bis am 30. Juni 2004) dürfen Spannsysteme nur verwendet werden, wenn deren Eignung durch ein technisches Zulassungsverfahren und eine Konformitätsbewertung gemäss den Angaben in Norm SIA 261/1 nachgewiesen ist (Ziffer 3.4.1.2) [SIA 2003a]. Die Norm SIA 262 stützt sich für die Spannsysteme im Wesentlichen auf die Leitlinie ETAG 013 „Post-tensioning kits for prestressing of structures“ der European Organisation for Technical Approvals (EOTA) [EOTA 2002] ab. Die Zulassungsstelle in der Schweiz ist die EMPA, die durch die Expertengruppe Spannsysteme (EGS) unterstützt wird. Schweizerische Zulassungen für Spannsysteme gemäss „Leitfaden für die Zulassung von Spannsystemen gemäss der ETAG 013“ [EMPA 2003] sind voraussichtlich auf in nächster Zeit zu erwarten.

In den folgenden Kapiteln werden innen und aussen liegende Spannsysteme ohne und mit nachträglichem sowie mit sofortigem Verbund behandelt.

2.2 Firmen

In der Schweiz sind seit vielen Jahren die folgenden fünf Firmen, die Spannsysteme entwickelt haben und auf dem Markt anbieten, präsent (in Klammer: Gründung der Firma)

- AVT Anker + Vorspanntechnik AG, Tafers (1961 unter dem Namen Element AG in Bern)
- Freyssinet SA, Moudon (1964)
- SpannStahl AG, Hinwil (1968)
- Stahlton AG, Zürich (1945)
- VSL (Schweiz) AG, Subingen (1954 unter dem Namen Précontrainte SA in Lausanne gegründet).

Seit dem Jahr 2000 verfügt auch die deutsche Firma SUSPA GmbH über eine Zulassung. Sie ist in der Schweiz durch die Firma Geniteam SA, Aclens, vertreten. Es ist nicht auszuschliessen, dass in Einzelfällen weitere ausländische Firmen ihr Spannsystem in der Schweiz eingesetzt haben.

2.3 Verwendete Spannstähle

2.3.1 Allgemeines

Die Herstellung von Spannstählen veränderte sich über die Jahre. Nicht immer brachten die Veränderungen eine Qualitätsverbesserung. So hat z.B. die Einführung des Luftpentierens im Gegensatz zum Bleipentieren bei Drähten und Litzen in den Anfangsjahren in Einzelfällen zu Problemen geführt (erhöhte Querdruckempfindlichkeit, raue Oberflächen mit erhöhter Reibung).

Ein vollständiger Überblick über die in der Schweiz je verwendeten Spannstähle ist nicht möglich, weil heute dazu die Unterlagen fehlen.

In Bezug auf die Festigkeiten von Drähten und Litzen sind über die Jahrzehnte unterschiedliche Angaben zu finden. Erst die Norm SIA 162 [SIA 1989b] hat eine klare Klassifikation geschaffen. Diese Norm wurde 2003 durch die Normen SIA 262 und SIA 262/1 [SIA 2003a] abgelöst. Diese basiert auf den Festlegungen zu den Spannstählen auf der vierteiligen europäischen Norm prEN 10138 [CEN 2002].

Sowohl Drähte als auch Litzen werden aus patentiertem Walzdraht im Kaltziehverfahren hergestellt, währenddem Stäbe oder Stangen warmgewalzt, gereckt und angelassen werden.

Schlussvergütete Ovalrippenstähle (Drähte) wurden in den 1950er-Jahren teilweise beim Verfahren Baur-Leonhardt verwendet, was damals zu gravierenden Schäden führte (siehe **Kapitel 2.7.2** und **SH-02**). Ob solche Stähle in der Schweiz in Einzelfällen mit anderen ausländischen Spannsystemen zum Einsatz kamen, konnte nicht schlüssig geklärt werden, ist aber auf Grund der gemachten Abklärungen unwahrscheinlich.

2.3.2 Drähte

Bis ca. 1965 wurden in der Schweiz fast ausschliesslich Drähte eingesetzt, zu Beginn mit einem Durchmesser von 5 mm, später auch mit einem Durchmesser von 6, 7 und 8 mm (mit glatter oder leicht profilierter Oberfläche). Seit einigen Jahren werden nur noch glatte Drähte mit Durchmesser 7 mm verwendet.

Die Norm SIA 262 [SIA 2003a] lässt Drahtdurchmesser von 3 bis 10 mm zu.

2.3.3 Litzen

Mit der Entwicklung der Litzen Spannverfahren in den 1960er-Jahren wurden in zunehmendem Mass 7-drähtige Litzen mit den Durchmessern 13 mm (0.5“) und 15 mm (0.6“) verwendet. Diese Durchmesserzahlen sind als Typenangaben zu verstehen, unter denen es noch Varianten gibt. Deshalb hat es sich seit einiger Zeit durchgesetzt, von standardisierten Querschnittsflächen auszugehen.

Die Norm SIA 262 [SIA 2003a] lässt Litzen mit einem Durchmesser von 12.9, 15.2 und 15.7 mm zu (entspricht einer Querschnittsfläche der Litzen von 100, 140 und 150 mm²).

2.3.4 Stäbe (Stangen)

Für kürzere Spannglieder, beispielsweise für die Quervorspannung von Fahrbahnplatten, wurden ab Mitte der 1960er-Jahre oftmals Gewindestangen oder glatte Stangen mit an den Enden aufgerollten Gewinden bis zu \varnothing 36 mm, vorzugsweise der Stahlgüten 835/1030 und 1080/1230 verwendet (i.a. warmgewalzt, gereckt und angelassen). Inwieweit in der Schweiz auch die Stahlgüte 1080/1320 bei Brücken eingebaut wurde, entzieht sich der Kenntnis der Autoren dieses Berichts. Laut Angaben der Lieferfirma (SpannStahl AG) ist dies allerdings kaum wahrscheinlich. Dieses Material erwies sich in anderen Ländern als empfindlich gegen Spannungsrisskorrosion bzw. Wasserstoffversprödung und musste nach dem Auftreten einer grösseren Anzahl von Schadenfällen vom Markt genommen werden.

Während in der Vergangenheit für diese Spannglieder der Begriff „Stangen“ verwendet wurde, spricht die Norm SIA 262 [SIA 2003a] von Stäben (glatt oder gerippt). Sie lässt Stabdurchmesser von 20 bis 36 mm zu. Mit der Zulassung der SpannStahl AG vom 12.06.03 wird neuerdings

in der Schweiz anstelle von St 835/1030 und St 1080/1230 nur noch der Stahl St 950/1050 verwendet.

2.3.5 Eingebaute Spannstahlmengen

Um die erfassten Schäden an Spannstählen in Relation zur insgesamt in der Schweiz eingebauten Spannstahlmenge setzen zu können, wurden die fünf auf dem Schweizer Markt engagierten Schweizer Firmen um entsprechende Angaben gebeten. Obwohl genaue Angaben nicht lückenlos verfügbar sind und teilweise geschätzt werden mussten, können die ermittelten Mengen doch als recht zuverlässig gelten.

Auch wenn bereits vor 1950 einige Spannbetonbauwerke erstellt wurden, so beginnt die Erfassung erst mit diesem Jahr, in dem der eigentliche Aufschwung begann. **Bild 2.2** zeigt die seit 1950 bis 2003 eingebaute Spannstahlmenge. Der auf die einzelnen Dekaden aufgeteilte Spannstahlverbrauch geht aus der **Tabelle 2.1** hervor. Die geschätzten prozentualen Anteile der verschiedenen Anwendungen an der Gesamtmenge von über 230'000 t gehen aus der **Tabelle 2.2** und **Bild 2.3** hervor.

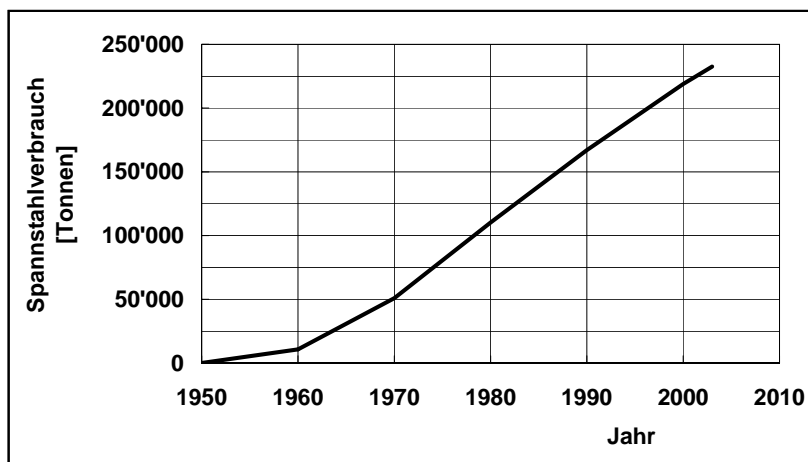


Bild 2.2

Insgesamt in der Schweiz eingebaute Spannstahlmenge in Tonnen von 1950 bis 2003 (Angaben von den in der Vorspanntechnik aktiven Firmen in der Schweiz).

| Zeit | Spannstahlverbrauch, t |
|--------------------------|------------------------|
| bis 1960 | 10'700 |
| 1961 - 1970 | 40'200 |
| 1971 - 1980 | 59'300 |
| 1981 - 1990 | 56'900 |
| 1991 - 2000 | 51'700 |
| 2001 - 2003 | 13'800 |
| Total 1950 - 2003 | 232'600 |

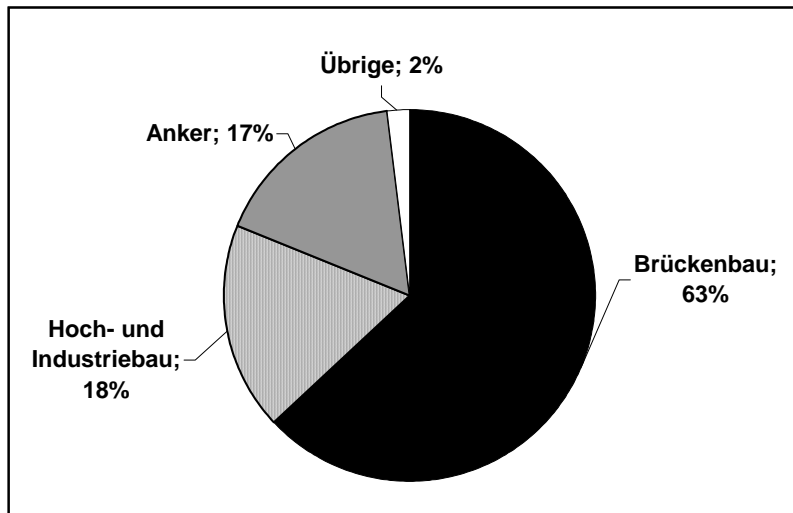
Tabelle 2.1

Eingebaute Spannstahlmengen in der Schweiz von 1950 bis 2003.

| Anwendung | Spannstahlverbrauch, t | Anteil |
|---------------------------|------------------------|--------|
| Brückenbau | 146'500 | 63% |
| Hoch- und Industriebau | 41'900 | 18% |
| Anker | 39'500 | 17% |
| Übrige (Behälterbau usw.) | 4'700 | 2% |

Tabelle 2.2

Prozentuale Anteile der verschiedenen Anwendungen an der Gesamtmenge der eingebauten Spannstahlmenge in der Schweiz von 1950 bis 2003 (Schätzung 2004).

**Bild 2.3**

Aufteilung der in der Schweiz von 1950 bis 2003 eingebauten Spannstahlmenge auf die Anwendungsgebiete (Schätzung 2004).

Der grösste Anteil der Spannstähle wurde demnach im Brückenbau verwendet. Ausgehend von einem mittleren Spannstahl-Laufmetergewicht eines Spanngliedes von 12.5 kg (entspricht ungefähr dem Mittel von üblicherweise im Brückenbau verwendeten Spanngliedtypen wie 42 Drähte \varnothing 7 mm oder 12 Litzen \varnothing 13 mm bzw. \varnothing 15 mm) ergibt sich im Brückenbau eine eingebaute Spanngliedlänge von total über 11.8 Mio Laufmetern (11'800 km).

Unter der Annahme einer mittleren Spannweite von 30 m ergeben sich gegen 430'000 Spannglieder mit gegen 860'000 Hochpunkten (d.h. Endverankerungen oder Hochpunkte über Stützen), die erfahrungsgemäss bevorzugte Angriffsstellen für Korrosion sein können.

Die Forschungsstelle schätzt, dass bei den Anker etwa 80 bis 85% der Spannstahlmenge für temporäre und 15 bis 20% für permanente Anker eingesetzt wurden.

2.4 Beschreibung der Spannsysteme

2.4.1 Allgemeines

In den 1950er- und 1960er-Jahren wurden vor allem in Europa über 100 verschiedene Spannsysteme entwickelt und angewandt. Die spätere wirtschaftliche Entwicklung hat eine starke Selektion bewirkt, so dass heute weniger als 10 Systeme noch eine Bedeutung haben.

In der Schweiz sind auf dem Gebiet der Vorspanntechnik seit vielen Jahren die bereits in **Kapitel 2.2** erwähnten fünf Firmen tätig. Jede der genannten Firmen verfügt über mehrere Spannsysteme, die sich im Laufe der Zeit auch verändert haben. Für einzelne Bauwerke wurden auch Sonderlösungen entwickelt und eingebaut. Überdies wurde in den Anfängen mindestens auch noch das Verfahren Baur-Leonhardt verwendet.

Bei der Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung bestehender Spannbetonbrücken sind demnach die Fachleute mit einer Vielzahl von Systemen konfrontiert, die zusätzlich in manchen Fällen nur ungenügend dokumentiert sind. Dies gilt nicht nur für den Wissensstand in den Firmen, da viele Spannbetonpioniere bereits im Ruhestand sind und auch die Archive kaum mehr bis in die früheren Zeiten zurückreichen, sondern auch für viele Ausführungsdossiers (Sammlung der Bauwerksakten) der Bauherren, die teilweise nur rudimentäre Angaben zum verwendeten Spannsystem enthalten.

Die TFB Wildegge hat im Rahmen dieses Forschungsauftrages in Zusammenarbeit mit den Anbietern von Spannsystemen eine zentrale Dokumentation über die in der Schweiz eingesetzten Spannsysteme aufgebaut. Mit dieser Dokumentation sollen die heute noch verfügbaren Sys-

temunterlagen sichergestellt und die zukünftig neuen Systeme inklusive deren Zulassungen erfasst werden. Die Systemunterlagen sind für die Zustandserfassung als auch für die Zustandsbeurteilung bestehender vorgespannter oder verankerter Bauwerke von grossem Nutzen. Auszüge aus den Systemunterlagen können zum Selbstkostenpreis von der TFB bezogen werden.

2.4.2 Spannsysteme

Nebst den zwei Hauptanwendungsarten der Vorspanntechnik, der Vorspannung mit sofortigen Verbund (engl.: pre-tensioning; franz.: la prétension), auch Spannbettvorspannung genannt, und der Vorspannung mit nachträglichem Verbund (engl.: post-tensioning; franz.: la post-tension) gibt es weitere, heute angewendete Spezialverfahren, wie die interne Vorspannung ohne Verbund (z.B. Monolitzen), Vorspannung mittels Umwicklung (Wickelverfahren für Behälter), externe Spannglieder (z.B. externe Vorspannung) oder Schrägseile.

Für diese bekannten Spannsysteme werden Spannstähle in Form von Drähten, Litzen und Stäben (Stangen) eingesetzt (**Tabelle 2.3**).

| Spannsystem | Drähte | | Litzen | | Stäbe | |
|--|-------------------|--------------|-------------------|--------------|-------------|--------------|
| | mit Verbund | ohne Verbund | mit Verbund | ohne Verbund | mit Verbund | ohne Verbund |
| Interne Spannglieder <ul style="list-style-type: none"> • Draht- oder Litzenbündel • Monolitzen • Stäbe (Stangen) | X | X | X | X | X | X |
| Externe Spannglieder | (X ¹) | X | (X ¹) | X | | X |
| Spannbett-Verfahren | X | | X | | X | |
| Wickelverfahren | X | | | | | |
| Schrägseile | (X ¹) | X | (X ¹) | X | | X |

¹⁾ Evtl. im Bereich von Umlenkstellen.

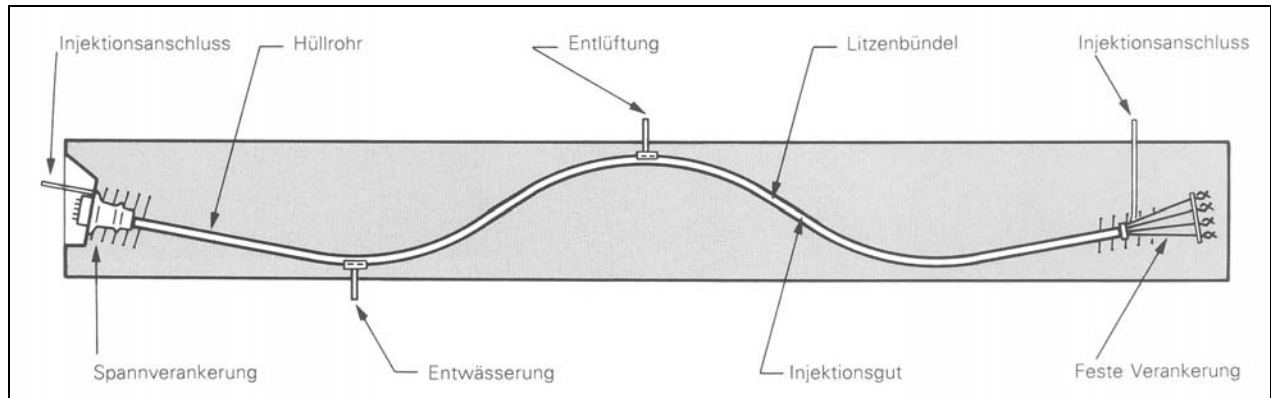
Tabelle 2.3 Übersicht über die Spannsysteme mit den verschiedenen Spannstählen.

2.4.3 Spannglieder mit Verbund

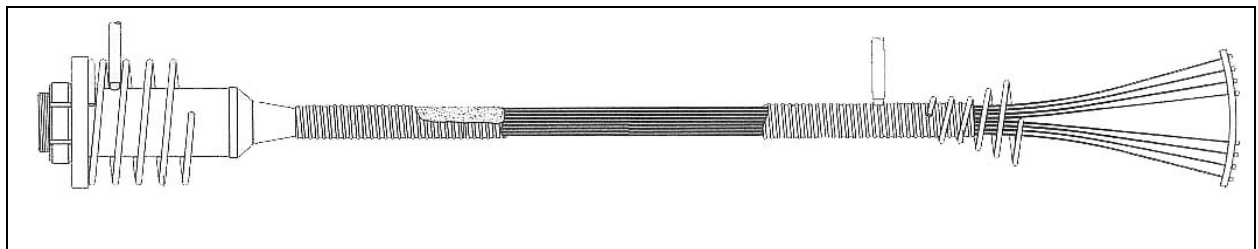
Spannglieder mit nachträglichem Verbund (interne Spannglieder) werden entweder werksgefertigt oder auf der Baustelle zusammgebaut. Im ersten Fall werden die Spannglieder fertig zusammgebaut auf die Baustelle gebracht und dann in die Schalung bzw. in die Bewehrung gelegt und dort befestigt. Im zweiten Fall werden die einzelnen Systemteile auf die Baustelle geliefert. In einem ersten Schritt werden Hüllrohre und die Verankerungen montiert und anschliessend der Spannstahl vor oder nach dem Betonieren in die Hüllrohre eingestossen oder eingezogen. Nachdem der Beton eingebracht und erhärtet ist, werden die Spannglieder mittels hydraulischer Pressen gespannt, was in mehreren Stufen erfolgen kann. Nach der letzten Spannstufe wird zementöses Füllgut in die Hüllrohre injiziert, so dass der nachträgliche Verbund entsteht, der diesem Verfahren den Namen gegeben hat. Das Verfahren erlaubt eine sehr grosse Konzentration der Kräfte mit Spanngliedern bis zu 10 MN Bruchkraft. Die Spannglieder können zudem dem Verlauf der inneren Kräfte entsprechend verlegt werden. Der geometrische Verlauf solcher Spannglieder führt zu Hoch- und Tiefpunkten, die beim Injektionsvorgang eine spezielle Entlüftung erfordern.

Die Spannglieder verfügen in der Regel über die folgenden Systemkomponenten (**Bild 2.4**):

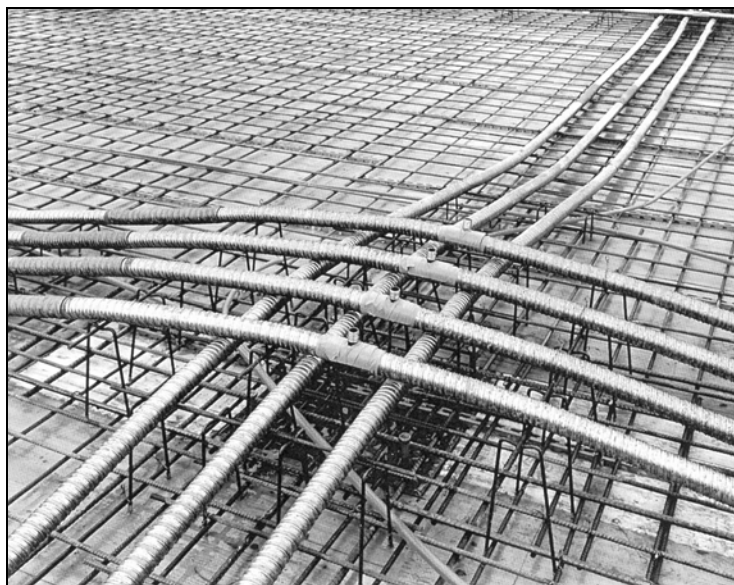
- Spannstahl
 - Hüllrohr
 - Injektionsrohre
 - Entlüftungsrohre
 - Verankerungen
 - Kupplungen
 - Füllgut
 - Korrosionsschutz
 - Spanngliedhalterungen
- Drähte, Litzen oder Stangen
aus Metall oder Kunststoff, gewellt oder glatt
aus Metall und/oder Kunststoff
beweglich und fest
beweglich und fest
zementös oder plastisch
Abdichtungen, Isolationen
mit und ohne Auflagerschalen.



a)



b)



c)

Bild 2.4

a) Vorspannung mit nachträglichem Verbund (schematische Darstellung), b) Darstellung eines Spanngliedes mit den wichtigsten Systemkomponenten und c) Beispiel einer Stützenstreifenvorspannung für eine Flachdecke (Unterlagen Stahlton).

Hüllrohre

In den weitaus meisten Fällen sind bisher gefalzte oder längsgeschweisste Wellhüllrohre aus dünnwandigem Stahlblech zur Anwendung gelangt (**Bild 2.5**). Die Wandstärken variieren je nach Hüllrohrgröße und Einbauart des Spannstahles zwischen 0.20 und 0.40 mm. In Einzelfällen ist auch verzinktes Stahlblech verwendet worden. Als Verbindungsmuffen kommen normalerweise Hüllrohrstücke mit dem nächst größeren Durchmesser und einer Mindestlänge von 4 Mal den Hüllrohrdurchmesser (min. 20 cm) zum Einsatz. Die Muffenenden werden mit einem Dichtungsband abgedichtet (Anmerkung: Unter dem Dichtungsband ist Korrosion möglich: siehe dazu **Kapitel 2.7.2**, Stichwort: Hüllrohre). Die Metallhüllrohre können im Allgemeinen bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund nicht den eigentlichen Korrosionsschutz für den Spannstahl gewährleisten. Die geringe Wandstärke des Hüllrohres bietet einem Korrosionsangriff durch Feuchtigkeit und Chloride nur wenig Widerstand. Glatte Hüllrohre aus Stahl mit Wandstärken bis 2 mm wurden in den 1950er-Jahren und später in Ausnahmefällen eingesetzt. Der Verbund zwischen Spannglied und Beton ist dadurch abgemindert.



a)



b)



c)



d)



e)

Bild 2.5 Gewelltes Stahlhüllrohr: a) mit und ohne Dichtungsband bei einem Stoss und b) mit Entlüftungsstutzen. Gewelltes Kunststoffhüllrohr: c) mit Kupplungsstück, d) Hüllrohrabstützung und e) Entlüftungsstutzen [fib 2004b].

Für die Injektions- und Entlüftungsrohre wurden glatte oder gewellte Kunststoffrohre oder teilweise auch glatte Stahlrohre verwendet. Nach dem Injizieren sind die Rohrüberstände an den Betonoberflächen abgetrennt worden, d.h. meistens auf OK Fahrbahnplatte.

In den Jahren 1966 bis ungefähr 1974 wurde in der Schweiz eine erste Generation von gewellten Kunststoffhüllrohren eingebaut. Diese waren damals billiger als die Stahlwellrohre. Die Erdölkrise in den 1970er-Jahren führte zu höheren Preisen, worauf Kunststoffhüllrohre wieder vom Markt verschwanden. Es wurde damals aber doch die beachtliche Menge von über 300'000 m eingebaut, so beispielsweise bei ungefähr 60 der vorfabrizierten Standardüberführungen der Nationalstrassen, beim "Viaduc de Chillon" und beim "Pont sur la Veveyse en Gilamont". Als Material kam in der Regel HDPE (Polyethylen hoher Dichte) zur Anwendung, in Einzelfällen aber auch PVC (Polyvinylchlorid).

Verschiedene Gründe wie aufgetretene Korrosionsschäden an Spanngliedern haben dazu geführt, dass seit den frühen 1990er-Jahren bei Spannsystemen höhere Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und an die Überwachbarkeit gestellt werden. Dies kann heute mit robusten Kunststoffhüllrohren und elektrisch isolierten Spanngliedern erreicht werden. Mit der Entwicklung eines neuen robusten Hüllrohrsystems aus PP (Polypropylen) und Polyethylen (PE) wurde in den 1980er-Jahren begonnen und die Zulassung hierzu wurde im Mai 1994 erteilt (**Bild 2.5**). Heute sind die Anforderungen an Metallhüllrohre in europäischen Normen festgelegt [CEN 2003b], jene für Kunststoffhüllrohre in einem technischen Bericht der fib [fib 2000].

Querschnittsverhältnis Spann Stahl / Hüllrohr bei Spanngliedern

Das Verhältnis von Spann Stahlquerschnitt zum Hüllrohrquerschnitt wird bestimmt durch den Einbau des Spann Stahls in das Hüllrohr und durch die Verfüllung des Restquerschnittes mit Füllgut. Ein zu kleiner Hüllrohrquerschnitt im Verhältnis zum Spann Stahlquerschnitt führt zu Behinderungen beim Einbau des Spann Stahls (Drähte, Litzen oder Stangen) und Einpressen des Füllgutes. Zu enge Querschnitte wirken sich aber auch nachteilig beim Spannvorgang aus (z.B. Reibung). Früher betrug das Verhältnis Spann Stahlquerschnitt zum äusseren Hüllrohrquerschnitt 40 bis 50%. Heute sind die entsprechenden Werte etwas tiefer angesetzt, um eine vollständige Verpressung sicherstellen zu können.

Lage der Spanndrähte im Hüllrohr

Die gespannten Drähte oder Litzen liegen je nach Krümmung des Spanngliedes (Hoch- und Tiefpunkt) bzw. wegen der Radien in Längsrichtung (z.B. Querschnitts- oder Richtungsänderungen, Ausführungs genauigkeiten) als Bündel oben, unten oder an der Seite des Hüllrohres an (**Bild 2.6**). Das zementöse Füllgut dringt beim Verpressen der Spannglieder nur schwer oder überhaupt nicht in das Innere der Paralleldrachtbündel ein, da die Drähte satt aufeinander gepresst werden. Dies bedeutet, dass nur die äusseren Drähte des Bündels mit Füllgut mehr oder weniger vollständig umhüllt werden. Die Hohlräume im Inneren des Drahtbündels sind im Extremfall nur mit Luft gefüllt. Bei den Litzenbündeln vermag das Füllgut wegen den spiralförmig angeordneten Litzendrähten besser in die Hohlräume zwischen den Litzen einzudringen.

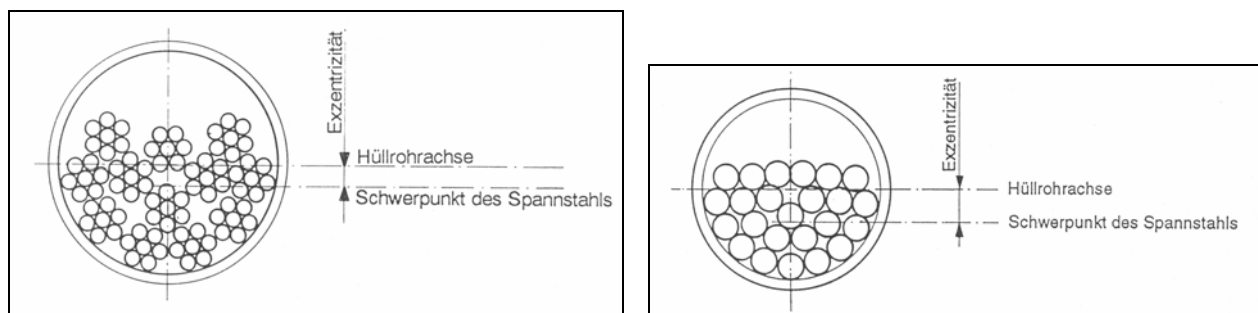


Bild 2.6 Exzentrizität der Spannstähle bei Krümmungen der Spannglieder (Unterlagen AVT).

Die starke Profilierung des gewellten Hüllrohres (ca. 6 mm) sollte nebst der Verbundwirkung Beton/Spannglied auch gewährleisten, dass das Füllgut sich rund um die Spanndrähte radial

verteilen kann. Liegen die Spanndrähte im Wellental des Hüllrohres an, wird die Kontaktfläche zwischen Spannstahl und Hüllrohr nicht mit alkalischem Füllgut umgeben. Diese Kontaktfläche wird noch grösser, wenn die Hüllrohrprofilierung durch den Reibungs- und Anpressdruck der Spanndrähte deformiert wird (z.B. bei früheren Kunststoffhüllrohren). Liegen die Paralleldrahtbündel oder Litzen zentrisch im Hüllrohr, so sind alle äusseren Drähte mit Füllgut umgeben. Diese Situation ist vor allem zwischen den Wendepunkten im geradlinigen Verlauf des Spanngliedes zu erwarten.

Verankerungen und Kupplungen

Bei Verankerungen wird zwischen Spann- und Festankern unterschieden; bei den Kupplungen zwischen festen und beweglichen Typen (**Bild 2.7**). Im Laufe der Zeit sind auch innerhalb des gleichen Spannsystems unterschiedliche Verankerungen und Kupplungen zum Einsatz gekommen. Auch in diesem Bereich sind die Dokumentationen der verwendeten Spannsysteme unvollständig.

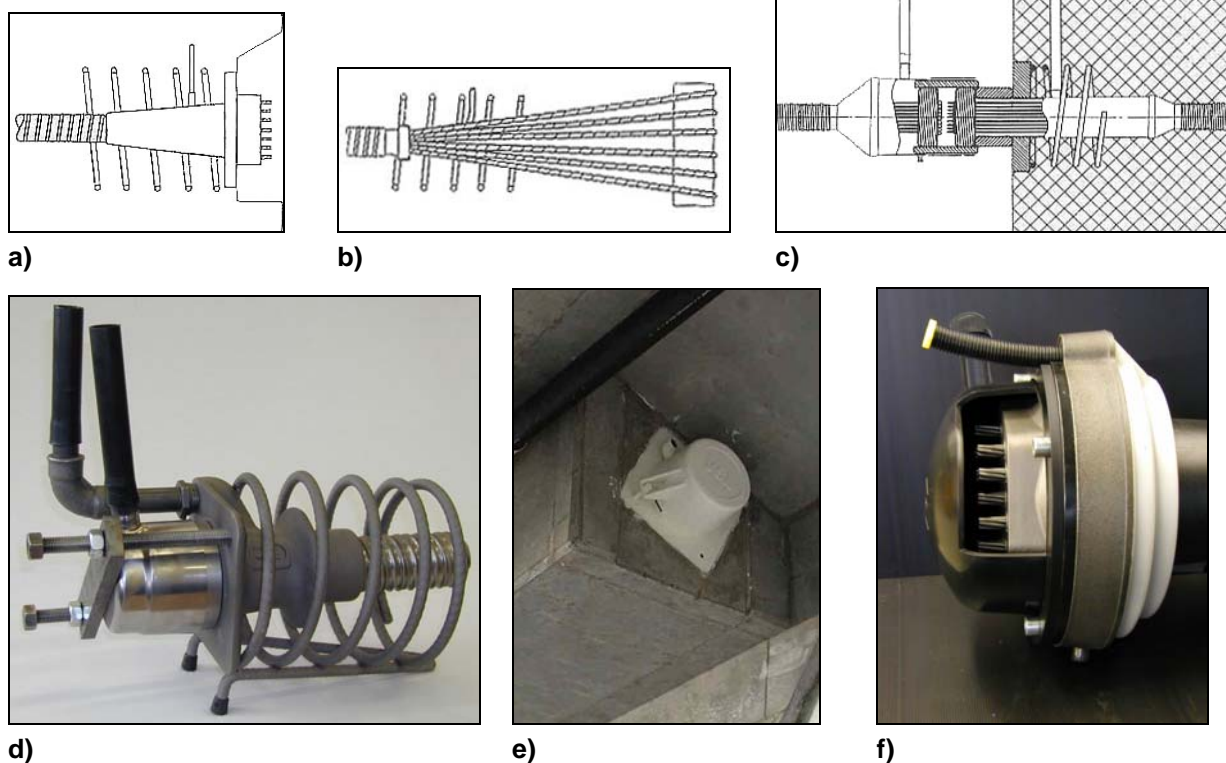


Bild 2.7 Schematische Darstellungen: a) bewegliche, spannbare Verankerung (Unterlagen AVT), b) feste, nicht spannbare Verankerung (Unterlagen AVT) und c) Kupplung mit Abspannung (Unterlagen BBRV), d) temporäre Ankerhaube zum Verpressen, e) permanente metallische Ankerhaube und f) permanente Ankerhaube aus Kunststoff. Bilder d) bis f) aus [fib 2004b].

Zementöses Füllgut

Das zementöse Füllgut (häufig auch als Zementsuspension, Injektionsgut, Injektions- oder Einpressmörtel bezeichnet, engl.: cementitious grout) in Spanngliedern mit nachträglichem Verbund setzt sich zusammen aus Portlandzement, Wasser und Zusatzmitteln [CEN 1996]. Es muss zwei Hauptaufgaben übernehmen: a) wirksamer Verbund zwischen Spannstahl und Betonbauteil und b) dauerhafter, aktiver Korrosionsschutz des Spannstahls. Dazu müssen sämtliche Hohlräume im Inneren des Spanngliedes vollständig ausgefüllt und der umhüllte Spannstahl in ein alkalisches Milieu eingebettet sein.

Das zementöse Füllgut besteht normalerweise aus einem Gemisch von Portlandzement und Wasser mit Zusätzen zur Verbesserung der Fließfähigkeit sowie zur Reduktion des Schwindens und der Wasserausscheidung (Bluten).

Vor der Einführung der Norm SIA 162 im Jahre 1989 gab es in der Schweiz keine Vorgaben hinsichtlich der Eigenschaften des Füllgutes. Bis dahin waren die Anbieter frei, ihre Produkte zu optimieren. In den Jahren danach zeigte es sich, dass beim Füllgut weitere Verbesserungen notwendig sind [fib 2002]. In der Norm SIA 262 [SIA 2003a] wird neu nun von Spezialfüllgut gesprochen. Dies soll klar machen, dass dieses Füllgut eine höhere Qualität hat als die früher verwendeten Produkte. Heute sind die Anforderungen gemäss der ETAG 013 [EOTA 2002] massgebend. Von besonderer Bedeutung sind die höheren Anforderungen an das Fliessvermögen und die Nachweise des geringen Blutens.

Das Fliessvermögen des Füllgutes muss während des Einpressens so hoch sein, dass es gut gepumpt werden kann. Es muss aber auch in der Lage sein, Luft und Absetz- bzw. Restwasser im Hüllrohr herauszudrücken. Das Fliessvermögen muss ausserdem über einen bestimmten Zeitraum aufrechterhalten bleiben. Es besteht sonst die Gefahr vom Verstopfen des Hüllrohres während des Verpressens oder der Rissbildung infolge gleichzeitigem Quellen und Abbinden.

Die Wasserabsonderung des Füllgutes muss gering sein, damit ein übermässiges Entmischen und Absetzen der Bestandteile des Füllgutes vermieden wird.

Auch an die Durchführung des Verpressens werden heute höhere Anforderungen gestellt.

Temporärer Korrosionsschutz

Mit der Einführung der Norm SIA 262 wurden maximale Fristen zwischen dem Einbau bzw. Spannen des Spannstahls und dem Injizieren der Hüllrohre vorgegeben. Diese Fristen sollen gewährleisten, dass Korrosionsschäden an Spannstahl und Hüllrohren vermieden werden. Falls das Eindringen von Feuchte verhindert wird, gelten die nachfolgend aufgeführten maximalen Fristen:

- Im Werk gefertigte Spannglieder: 12 Wochen zwischen dem Herstellen des Spannglieds und dem Injizieren, davon 4 Wochen in der Schalung und 2 Wochen in gespanntem Zustand.
- Auf der Baustelle gefertigte Spannglieder: 6 Wochen zwischen dem Einbau des Spannstahls und dem Injizieren, davon 2 Wochen in gespanntem Zustand.

Können diese Fristen nicht eingehalten werden, sind Massnahmen zu ergreifen, um die Korrosion am Spannstahl zu verhindern (siehe **Kapitel 2.7.6**).

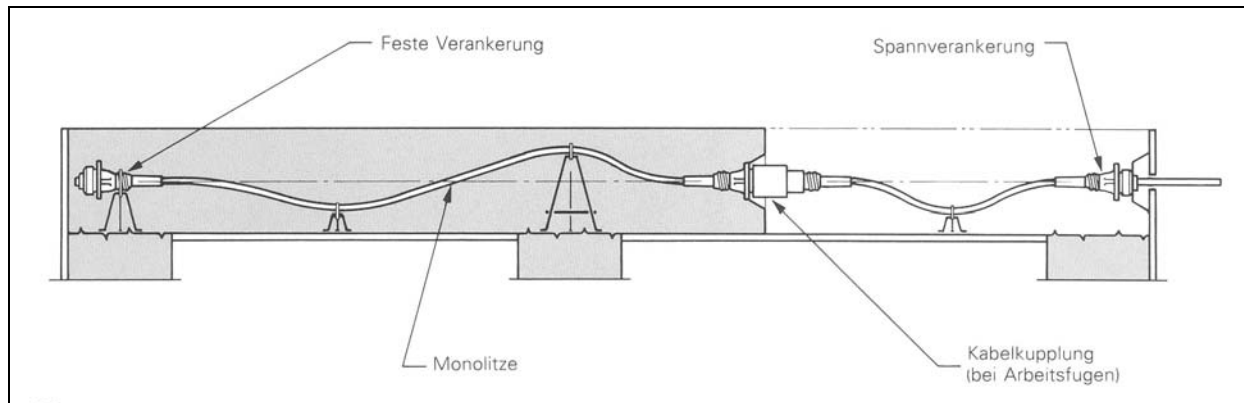
2.4.4 Spannglieder ohne Verbund

Seit Jahren wird in der Schweiz im Hochbau (Flachdecken, Fundamentplatten, Wände), im Brückenbau (Fahrbahnplatten) und im Behälterbau die Vorspannung ohne Verbund angewendet (**Bild 2.8**).

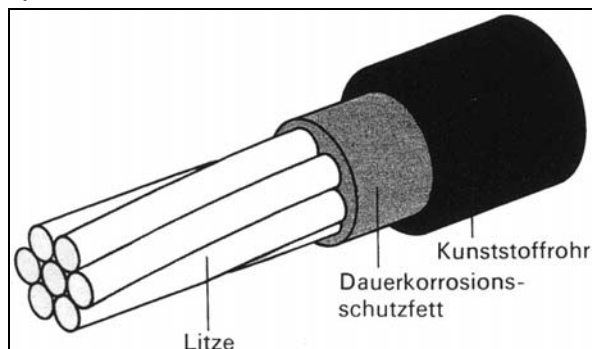
Das Spannglied besteht aus einer gefetteten und mit Kunststoffrohr umhüllten Litze, mit Nenn-durchmesser 13 mm (0.5“) oder 15 mm (0.6“). Das Kunststoffrohr bildet den primären, das plastische Füllgut den sekundären Korrosionsschutz. Auf diese Weise umhüllte Litzen nennt man häufig Monolitzen (**Bilder 2.8 und 2.9**), obwohl, allerdings weit weniger häufig, auch Einzellitzen (Monolitzen) im Verbund eingesetzt werden. Die Vorspannglieder ohne Verbund werden entweder einzeln oder als Zweier-, Dreier- oder Viererbündel installiert. Jede Litze wird einzeln verankert, gespannt und verkeilt. Zur Gewährleistung eines lückenlosen Korrosionsschutzes werden beim Übergang zu den Verankerungen spezielle Manschetten verwendet. Die Verankerungen werden mit einer Abschlusskappe versehen.

Spannglieder ohne Verbund zeichnen sich durch ihren Korrosionsschutz ab Werk sowie durch sehr geringe Reibungsverluste aus und ermöglichen maximale Kabelexzentrizitäten. Bei der

Projektierung ist das unterschiedliche Tragverhalten von Systemen mit und ohne Verbund im gerissenen Zustand zu beachten.



a)



b)



c)

Bild 2.8 a) Schematische Darstellung eines Monolitzen-Spanngliedes ohne Verbund mit Kabelkupplung (Unterlagen VSL), b) Aufbau eines Monolitzen-Spanngliedes ohne Verbund (Unterlagen VSL) und c) Isolierte Monolitzen-Verankerung [fib 2004b].



Bild 2.9 Beispiel einer Flachdeckenvorspannung mit CONA-Monolitzenvorspannung ohne Verbund (Unterlagen Stahlton).

Plastisches Füllgut

Die Verwendung von plastischem Füllgut als Korrosionsschutzmassen (Fette, Wachse, EP-Harze, PUR, Teerepoxi, etc.) ist bei internen und externen Spanngliedern sowie bei Schrägseilen gebräuchlich bzw. schon angewendet worden. Aus den Unterlagen einer Spannfirma geht

beispielsweise hervor, dass das plastische Füllgut die folgenden wichtigen Eigenschaften aufzuweisen hat:

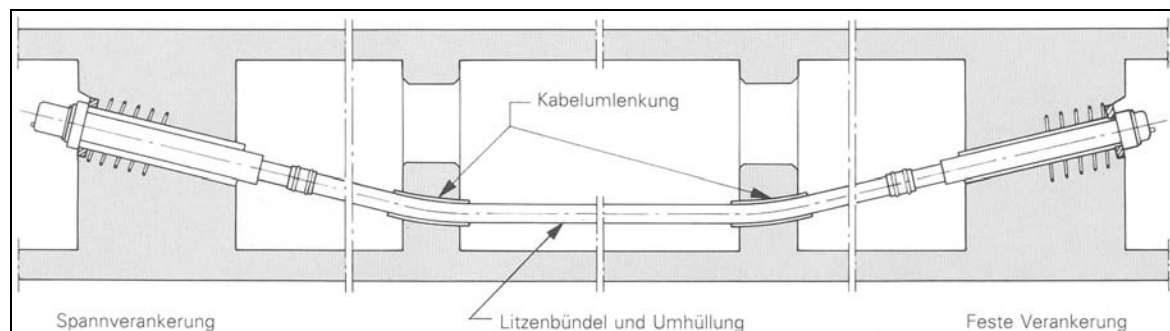
- hochwirksame Korrosionsschutz-Inhibitoren
- hohe Oxidations- und Alterungsbeständigkeit
- schwefel- und chloridfrei
- keine korrosionsfördernden Ionen
- hoher Tropfpunkt
- gute Verarbeitbarkeit bei tiefen Temperaturen.

Über die erforderlichen Eigenschaften von verschiedenem plastischem Füllgut informiert der fib-Bericht [fib 2001a]. Die Anforderungen sind neu in der ETAG 013 [EOTA 2002] festgelegt.

In den Bauwerksakten von bestehenden Bauwerken fehlen in der Regel hierzu genaue Angaben.

2.4.5 Externe Spannglieder

Bei besonderen Brückenbaumethoden oder zur Verstärkung von z.B. bestehenden Brücken werden auch externe Spannglieder verwendet (**Bild 2.10**). Abspann- und Umlenkkkräfte wirken als äussere Kräfte auf das Tragsystem. Diese Spannglieder bieten die Möglichkeit, die Vorspannkräfte im Bauwerk zu kontrollieren und gegebenenfalls anzupassen. Ein weiterer Vorteil ist die Inspizierbarkeit (allerdings sind wichtige Bereiche bei den Umlenkungen und Verankerungen auch nicht einsehbar) und Ersetzbarkeit der Spannglieder. Die meist polygonal über geeignet ausgebildete Umlenkelemente geführten Spannglieder weisen in ihrem Aufbau viele Ähnlichkeiten zu Schrägseilen und permanenten Boden- und Felsankern auf (z.B. Stahlsorten, Korrosionsschutz). In [Eibl 1998, fib 2004b] sind verschiedene aktuelle Systeme wie auch deren Anwendung beschrieben.



a)



b)

Bild 2.10

Externe Spannglieder: a) schematische Darstellung (Bild VSL) und b) Umlenkelement einer Brücke [fib 2004b].

Externe Spannglieder bestehen aus den folgenden Komponenten:

- Litzen-, Draht- oder Monolitzenbündel
- Hüllrohre aus Kunststoff oder Stahl (primärer Schutz)
- End- und Zwischenverankerungen
- Umlenkvorrichtungen, ggf. Spannglied-Kupplungen
- zementöses oder plastisches Füllgut aus Fetten oder Wachsen (Korrosionsschutzmasse).

Bei externen Spanngliedern kommt als sekundärer Korrosionsschutz an Stelle von zementösem auch plastisches Füllgut (z.B. Fette, Wachse) zur Anwendung, insbesondere bei auswechselbaren Spanngliedern. In der Schweiz wurden einige wenige Brücken mit externer Vorspannung verstärkt. Bei den ersten Brückenbauwerken mit externer Vorspannung wurden steife Kunststoffhüllrohre (HDPE, Hochdruckpolyethylen) eingesetzt und mit zementösem Füllgut injiziert. Diese Lösung gewährleistet einen aktiven Korrosionsschutz und erfüllt die Bedingungen einer einfachen Überwachung. Der Ersatz eines Spanngliedes ist in den meisten Fällen nur mit grossem Aufwand möglich. Deshalb drängte sich die Anwendung eines nicht aushärtenden Füllgutes auf. Es wurden anfänglich handelsübliche Fette eingesetzt, die relativ hohe Temperaturen für das Einbringen erforderten. In neuerer Zeit werden mit Erfolg speziell für die Verpressung von Spanngliedern entwickelte Wachse auf der Basis von Erdölderivaten eingesetzt.

Ein noch besserer Korrosionsschutz ist mit externen Spanngliedern gewährleistet, bei welchem ein Bündel von Monolitzen innerhalb eines Hüllrohres geführt wird. Der verbleibende Hohlraum wird mit zementösem Füllgut injiziert. Dieses Injizieren hat noch einem leichten Anspannen der Litzen, jedoch vor dem vollen Anspannen zu erfolgen. Damit wird erreicht, dass die Monolitzenhüllrohre gut gestützt und damit durch den Querdruck der Litzen an den Umlenkstellen nicht beschädigt werden.

2.4.6 Elektrisch isolierte Spannglieder

Trotz intensiver Forschung gibt es nach wie vor keine zerstörungsfreien Prüfmethode, die über den Schädigungsgrad der Spannglieder durch Korrosion und über das Vorhandensein von Injektionsmängeln bei bestehenden Spannbetonbrücken umfassend, rasch, genügend präzise und kostengünstig Auskunft geben können. Diese Situation hat sich seit der Publikation von Matt im Jahre 1989 [Matt 1989b] nicht grundlegend geändert (siehe **Kapitel 2.8**). Während bei der nicht vorgespannten Bewehrung das stipulierte Ziel mittels der elektrochemischen Potenzialmessung erreicht wurde, verhindert insbesondere die elektrische Vermaschung der Spannglieder mit der schlaffen Bewehrung den erfolgreichen Einsatz zerstörungsfreier Prüfmethode.

Schon die Norm SIA 162 wies darauf hin, dass je nach Gegebenheiten weitergehende Anforderungen an die Dauerhaftigkeit eines Spannsystems zu berücksichtigen sind. Korrosionsschäden waren Anlass für die Anbieter, ihre Spannsysteme laufend zu verbessern. Mit der Verwendung robuster Kunststoffhüllrohre und elektrisch isolierter Verankerungen konnte für den Spann Stahl ein zusätzliches Schutzsystem geschaffen werden [Ayats 2002]. Dies entbindet aber nicht von der Aufgabe, die Hüllrohre mit Füllgut vollständig zu verfüllen. Elektrisch isolierte Spannglieder ermöglichen zudem eine zerstörungsfreie Überwachung. Dies geschieht mittels der elektrischen Widerstandsmessung (Dichtigkeit der Schutzhülle), wie sie seit einigen Jahren bei permanenten Boden- und Felsankern angewendet wird. Dazu liegen erste Erfahrungsberichte vor [Sigrist 1997, Elsener 2002, Vedova 2004a,b]. Eine mögliche Gefährdung des Spann Stahls (z.B. Eindringen von Chloriden oder Einwirken von Streuströmen über Verletzungsstellen im Kunststoffhüllrohr) lässt sich bei isolierten Spanngliedern dank der elektrischen Widerstandsmessung frühzeitig detektieren und evtl. lokalisieren.

Die Verwendung von Kunststoffhüllrohren hat folgende Vorteile:

- erhöhter Korrosionsschutz für den Spannstahl
- verbessertes Ermüdungsverhalten der Spannglieder
- geringere Reibungsverluste und kleinere Variation derselben beim Spannen.

Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) und die SBB AG nahmen diese Entwicklung schon Mitte der 1990er-Jahre auf und veröffentlichten im Jahre 2001 die Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ [ASTRA 2001]. Ein erster Entwurf dazu lag bereits 1996 vor. Sie richtete sich an Bauherrenvertreter, Projektverfasser, Bauleiter und Ausführende und diente als Ergänzung zur Norm 162. Sie regelte die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Überwachbarkeit von Spanngliedern für Spannbetonbrücken im Zuständigkeitsbereich des Bundesamtes für Strassen und der Schweizerischen Bundesbahnen.

Diese Entwicklung hat nun in die Norm SIA 262 [SIA 2003a] Eingang gefunden. Gemäss Ziffer 3.4.2.2 werden in Bezug auf den Korrosionsschutz drei Kategorien von Spanngliedern mit Verbund unterschieden (**Bild 2.11**):

- Kategorie a: Spannglied mit Stahlhüllrohr
- Kategorie b: Spannglied mit Kunststoffhüllrohr
- Kategorie c: Elektrisch isoliertes Spannglied, d.h. Spannglied mit Kunststoffhüllrohr und Verankerungen und Kupplungen, die so ausgebildet sind, dass eine dauerhafte elektrische Isolation des Spannstahls gegenüber der Umgebung besteht und die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls ermöglicht wird.

Das **Bild 2.12** zeigt die Verankerung und die Hüllrohre von elektrisch isolierten Spanngliedern.

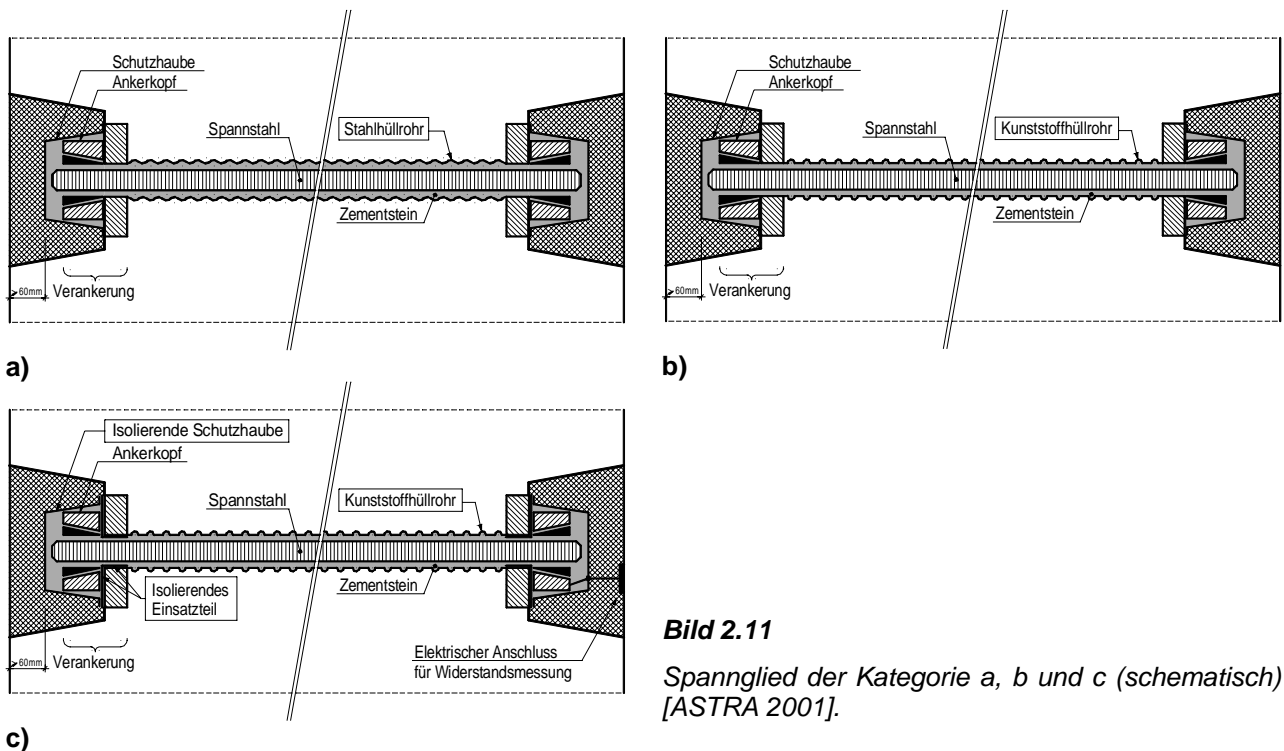


Bild 2.11

Spannglied der Kategorie a, b und c (schematisch) [ASTRA 2001].

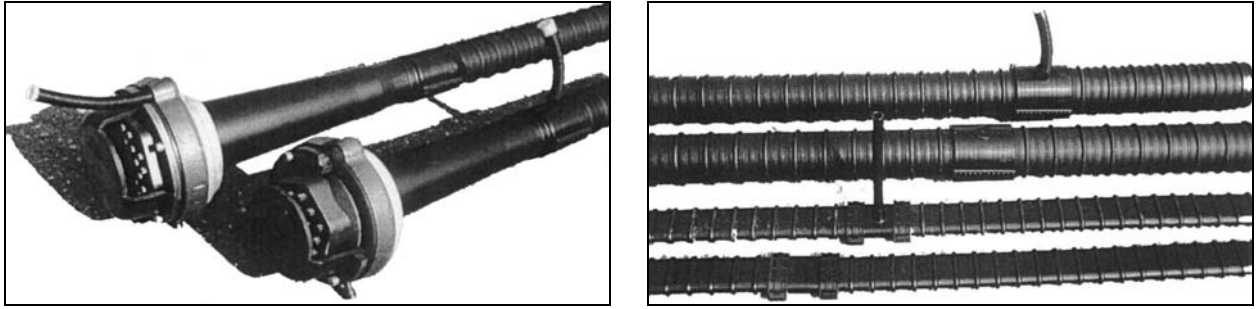


Bild 2.12 Isolierte Spannverankerung (links), Kunststoffhüllrohre mit Entlüftungen (rechts) (Unterlagen VSL).

2.4.7 Spannbettverfahren

Die Spannbettvorspannung ist dadurch gekennzeichnet, dass die Drähte oder Litzen vor dem Einbringen des Betons im Spannbett gespannt werden, was den Fachbegriff der Vorspannung erklärt. Die Herstellung des vorgespannten Bauteils findet auf einer Fabrikationsbank (Spannbett) statt (die bis zu etwa 100 m Länge haben kann), auf der die Spannstäbe zwischen steifen Widerlagern gespannt werden (**Bild 2.13**). Nach dem Betonieren und Erhärten des werkgefertigten Bauteils werden die Spannstäbe an den freien Enden gelöst, um durch Haftverbund ihre Spannkraft auf den Beton zu übertragen. Die Fertigteile aus der Vorfabrikation unterliegen jedoch hinsichtlich ihres Gewichts und ihrer Abmessungen Transporteinschränkungen (Maximallängen von 35 bis 40 m).

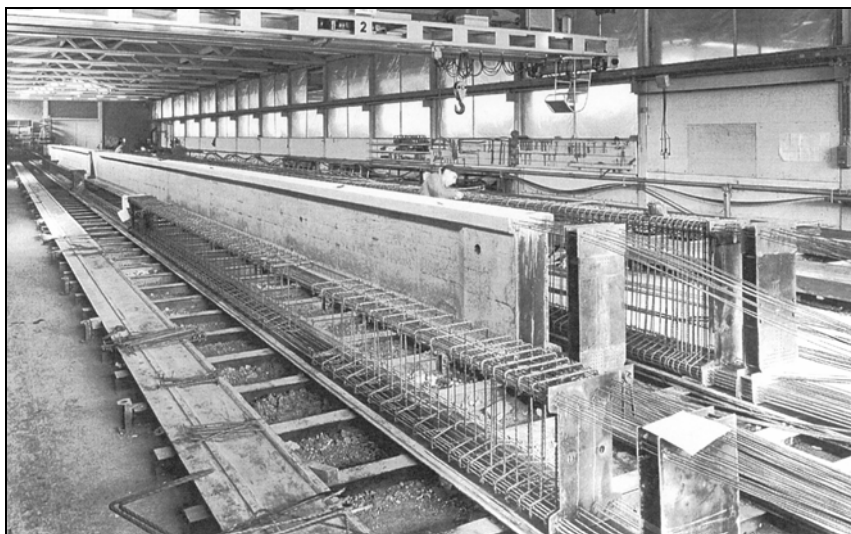
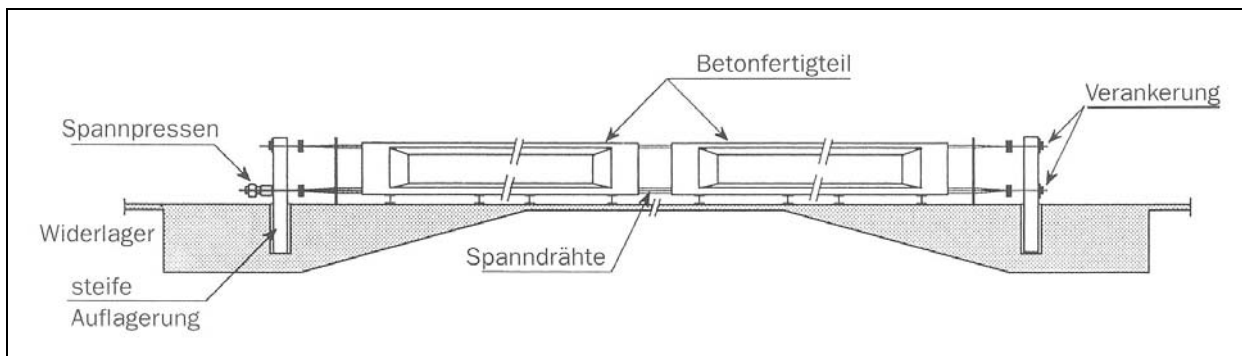


Bild 2.13

Spannbettverfahren: Schematische Darstellung (oben) und Herstellung eines Trägers (unten) (Unterlagen Stahlton).

Die Vorteile dieser Herstellungsmethode liegen in ihrer Einfachheit und Wirtschaftlichkeit, da keine Verankerungen, Hüllrohre und Verpressarbeiten nötig sind. Es kann in der Regel auch von einer guten Fertigteilequalität ausgegangen werden, die durch eine sich stets wiederholende Produktion und entsprechender Kontrolle zustande kommt. Diese Methode ermöglicht jedoch keine grosse Konzentration der Spannbewehrung, denn die Übertragung der Vorspannkraft auf den Beton durch Haftverbund erfordert eine ausreichende Betonumhüllung für die Krafteinleitung. Ausserdem ist es schwierig, einen kurvenförmigen, den äusseren Bedingungen angepassten Spanngliedverlauf zu erreichen. Es wurde daher in der Praxis oft auch eine Kombination von Spannbett-Vorspannung mit Spanngliedern im Verbund (Spannvorgang auf der Baustelle) ausgeführt.

2.4.8 Spannglieder in vorgefertigten Tragelementen

In der Vorfabrikation werden Betonprodukte für Tragwerke im Hochbau, Industriebau, Brückenbau und für Sonderbauwerke hergestellt. Neben Standardelementen (Profilträger, Rippenplatten, Dachbinder, Pfetten, usw.) sind auch Sonderformen erhältlich, wie z.B. Profilträger mit breiteren Stegen oder längerem Endblock. Die Herstellung solcher vorgespannter Tragelemente erfolgt im Spannbett mit Spanndrähten oder Spannlitzen (Spannbettvorspannung) und ggf. einer Kombination mit Spanngliedern. Die Spannglieder können entsprechend der Lager-, Transport- und Einbaubeanspruchung in Etappen nachgespannt werden. Die Tragelemente aus der Vorfabrikation verfügen über die folgenden herstellungsspezifischen Eigenschaften:

- homogener und dichter Beton mit geschlossenen Oberflächen
- hohe Massgenauigkeit
- aus Transportgründen beschränkte Elementgrössen.

Während früher bei vorgefertigten Elementen kleinere Betonüberdeckungen als bei Ortbetonteilen möglich waren, macht die heute gültige Norm [SIA 2003a] keine Unterscheidung mehr. Dies ist nicht zuletzt darauf zurückzuführen, dass in der Vergangenheit die gewünschte Qualität bei vorgefertigten Tragelementen oft nicht erreicht wurde.

2.4.9 Wickelverfahren

Mit Hilfe einer Wickelmaschine werden runde Stahlbetonbehälter tangential mit Spanndrähten umwickelt und gleichzeitig vorgespannt (**Bild 2.14**). Die Wickelmaschine besteht im Wesentlichen aus dem Antriebsmotor mit Fahrwerk, der höhenverstellbaren Antriebswelle und dem Wickelwerk. Wickeln in mehreren Lagen ist möglich. Der Korrosionsschutz der äusseren Spanndrahtlage besteht normalerweise aus einer Spritzmörtel- oder Spritzbetonschicht.

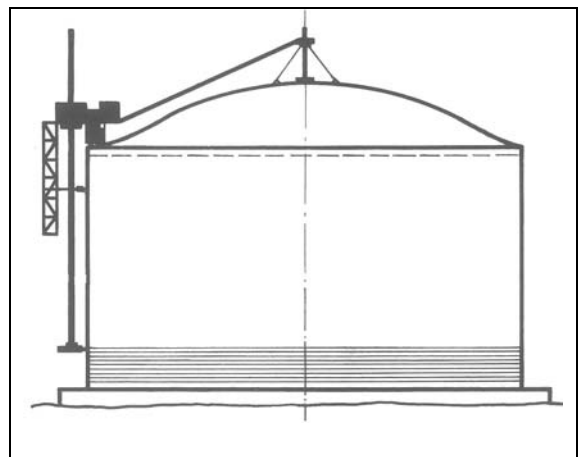


Bild 2.14 Behälterwickelverfahren BBRV (Unterlagen Stahlton).

2.4.10 Merkmale der Spannsysteme

Die Systementwicklung und charakteristische Merkmale der in der Schweiz zur Anwendung gelangten Spannsysteme werden nachfolgend kurz beschrieben. Die Informationen stammen aus Firmenunterlagen (Prospekte, Technische Dokumentationen) und der Literatur. Die Beschreibungen folgen sich im zeitlichen Ablauf der Systementwicklungen. Die folgenden Ausführungen erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Die Entwicklung der Spannstähle und der Hüllrohre wird bereits in den **Kapiteln 2.3 und 2.4.1** näher beschrieben. Deshalb wird nachfolgend auf Erläuterungen zu diesen Systemteilen nur in besonderen Fällen eingegangen.

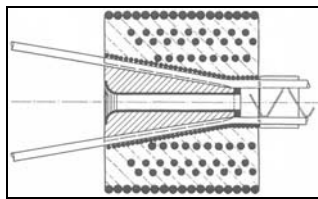
Systeme Freyssinet

Der französische Bauingenieur E. Freyssinet erhielt 1928 in Frankreich das Patent für sein Spannsystem mit Spanngliedern aus Paralleldraht-Bündeln und Verankerungen mit Klemmwirkung. Bald erlangte er auch die entsprechenden Auslandpatente. E. Freyssinet und seine Nachfolger erdachten eine ganze Reihe von Verankerungen und haben diese auch praktisch angewendet. Begonnen hat alles mit einer Keilverankerung, in der 12 bis 18 Drähte gleichzeitig festgehalten wurden (**Bild 2.15a und b**). Der Ankerkörper besteht aus einem wendelbewehrten Betonteil aus hochfestem Beton mit einer runden, konischen Öffnung, die durch eine eng gewickelte Drahtspirale gebildet wird. Der leicht eingepresste Rundkeil besteht ebenfalls aus einem hochfesten Beton.

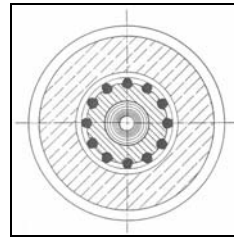
Ab 1943 und in Einzelfällen bis in die späten Sechzigerjahre wurde dieser Typ mit Betonkörper und –keil in der Schweiz durch einzelne lizenzierte Bauunternehmungen und ab 1954 durch die zur Losinger-Gruppe gehörende Précontrainte SA, Lausanne, angewendet. Mit der Einführung der Litzen entwickelte die Firma S.T.U.P (Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte) als Vorgängerorganisation von Freyssinet International in den Sechzigerjahren eine analoge Spannverankerung mit Stahlkörper und –keil für bis zu 12 Litzen, die aber in der Schweiz nur in verhältnismässig wenigen Fällen zum Einsatz kamen.

In der Folge führte die 1964 gegründete Freyssinet SA (Schweiz) verschiedene Verankerungstypen ein, in denen jede Litze mit Keilen einzeln festgehalten werden (**Bild 2.15c**). Ausser den Spannverankerungen A, B, F und C verfügen die Freyssinet-Spannsysteme über Festverankerungen Typ U, V und S sowie über feste und bewegliche Kupplungen (Typ J, K, L, R sowie Typ M, N und P). Seit 1997 verfügt die Firma auch über eine Zulassung für elektrisch isolierte Spannglieder der Kategorie c gemäss Norm SIA 262:2003.

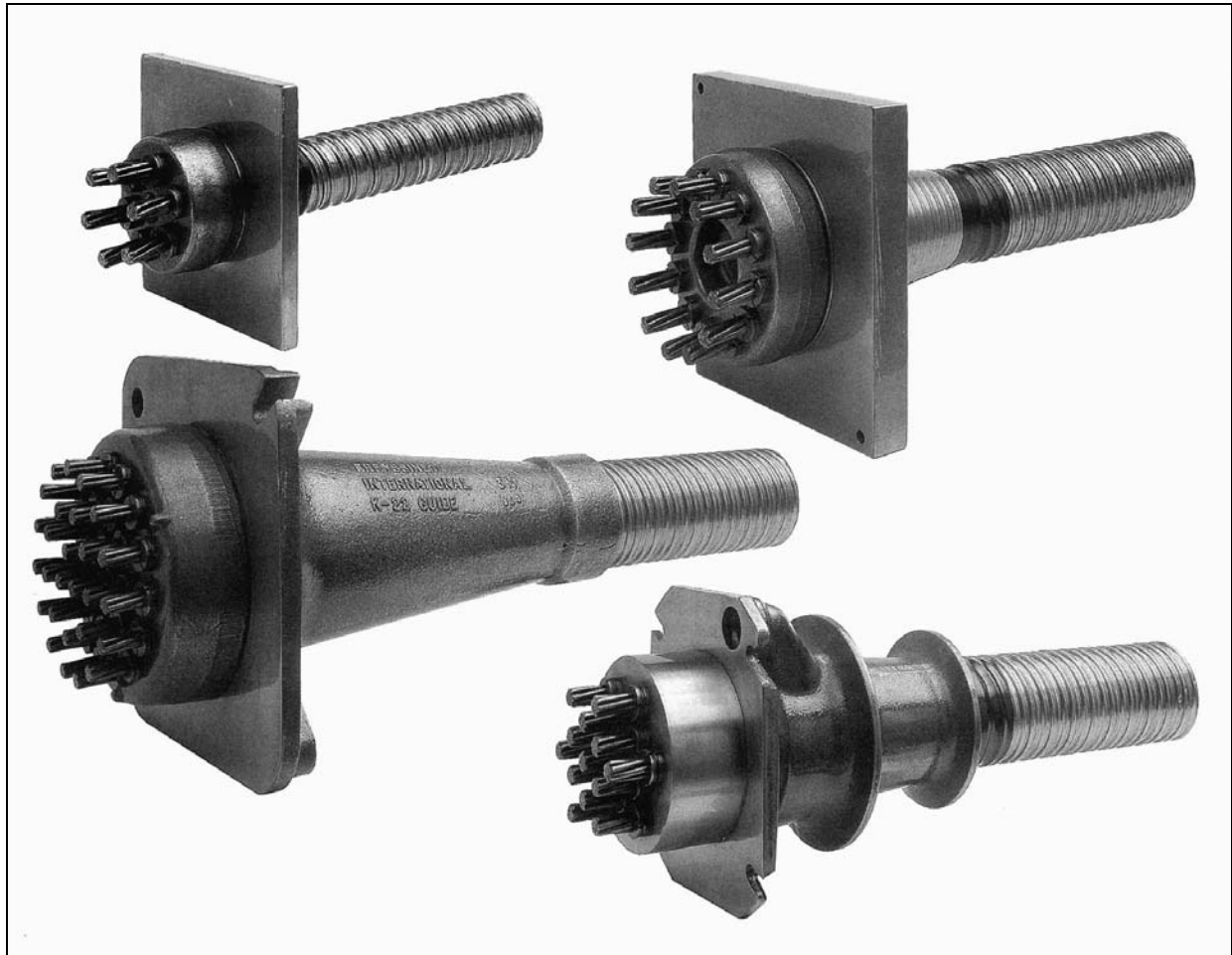
In den Anfängen wurden glatte, längsgefaltete oder längsgeschweisste Hüllrohre aus Stahlblech verwenden, die später von Stahlwellrohren abgelöst wurden. Bei den Drahtbündeln wurden die Drähte parallel um eine Kernwendel aus hartem Stahldraht geordnet. Diese Wendel hatte die Aufgabe, die einzelnen Drähte in ihrer Lage zu fixieren und den Bündelkanal für die Herstellung des nachträglichen Verbundes durch Verpressen der Hohlräume mit zementösem Füllgut freizuhalten. Im Rahmen von Zustandsbeurteilungen bei Brückenabbrüchen hat sich jedoch gezeigt, dass diese Massnahme die beabsichtigte Wirkung oft nicht erfüllen konnte. Es wurden wiederholt grössere Hohlräume festgestellt.



a)



b)



c)

Bild 2.15 Spannsystem Freyssinet: a) Schnitt durch die erste Spannverankerung, b) Frontansicht der ersten Spannverankerung, c) Spannverankerungen, Typ A, B, F und C (Unterlagen Freyssinet).

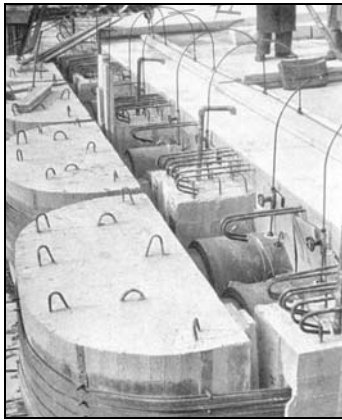
System Baur-Leonhardt

System-Entwicklung

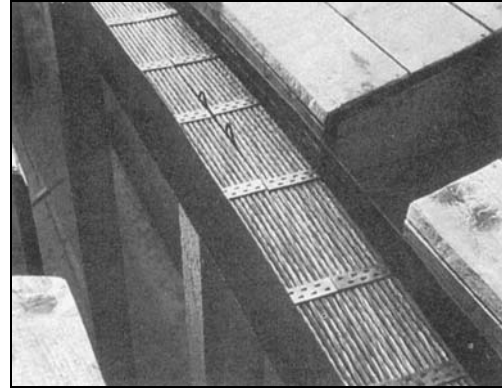
Das Spannbetonverfahren Baur-Leonhardt wurde von den deutschen Bauingenieuren Fritz Leonhardt und Willi Baur in Stuttgart entwickelt [Leonhardt 1955, 1973]. Die in steife Blechkästen eingelegten und mit zementösem Füllgut verpressten Spanndrähte oder -litzen kamen ab 1949 in Deutschland als interne oder externe Spannglieder zur Anwendung. Kennzeichnend für das Verfahren ist die Konzentration grosser Vorspannkraft in wenigen Gleitkanälen.

Die erste nach dem Spannverfahren Baur-Leonhardt gebaute Strassenbrücke in der Schweiz ist die Mühlaubrücke über die Thur bei Bazenhaid (Balken mit 42 m Stützweite, Vorspannkraft 2500 t, Baujahr ca. 1952, **Bild 2.16**). Eine weitere auf diese Weise vorgespannte Brücke über-

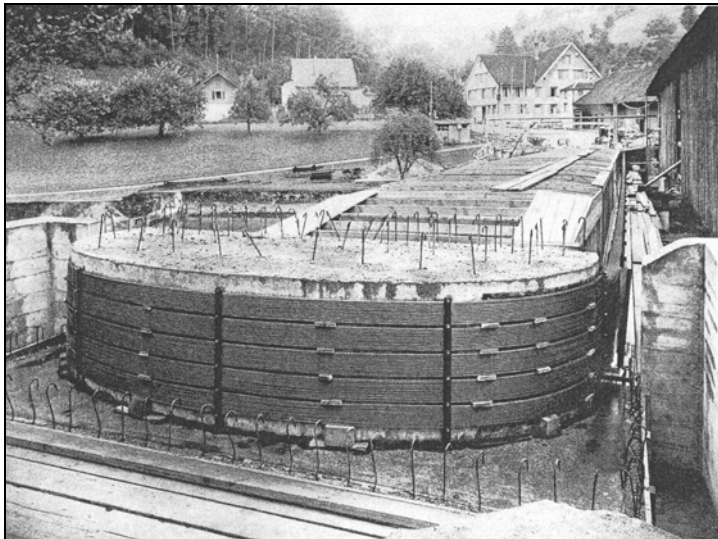
quert den Hagneckkanal bei Biel (Baujahr 1953/54). Gemäss den Kenntnissen der Forschungsstelle wurden mit diesem Verfahren in der Schweiz nur einige wenige Brücken gebaut. Es wurde beispielsweise von der Stahlton AG [Leonhardt 1955] sowie von den Bauunternehmungen Fietz + Leuthold AG und Pozzi AG angewendet.



a)



b)



c)

Bild 2.16

*Spannsystem Baur-Leonhardt:
a) bewegliche Ankerblöcke, b) Blechkasten mit eingelegten Litzen und c) Anwendung bei der Thurbrücke bei Bazenheid [von Moos 1953].*

Als Spannstähle wurden Einzeldrähte bis etwa $\varnothing 5$ mm oder vorzugsweise Litzen aus 3 bis 7 Drähten von $\varnothing 2$ bis 3 mm verwendet, die in grossen Längen auf Haspeln aufgerollt angeliefert wurden (Beispiel: Thurbrücke in der Mühlau mit 150 Litzen $7 \times \varnothing 3$ mm [Leonhardt 1955]). Die Spannglieder wurden in endlosen Schleifen zu möglichst wenigen Bündeln zusammengefasst. Auf einer Seite hatte man die Schleife unmittelbar mit den Anfängen und Enden einbetoniert, auf der anderen Seite um einen als Betonfertigteile ausgebildeten Spannblock herumgelegt. Bei längeren Bauwerken wurde an beiden Enden je ein Spannkopf angeordnet.

Systeme Dywidag

Das Dywidag-Spannsystem mit Einzelspanngliedern unter der Verwendung von Spannstäben wird seit 1949 eingesetzt. Entwickelt wurde dieses Verfahren von U. Finsterwalder in der Firma Dyckerhoff & Widmann AG in Deutschland. Ausgangspunkt war das Einzelspannglied aus dem Spezialrundstahl mit der Güte 60/90 (St 590/880) mit Durchmesser 26 mm. Im Zuge der fortschreitenden Entwicklung wurden im Laufe der Zeit die Güte des Spannstahles, die Anzahl der Stabdurchmesser sowie die Form und Herstellung der Gewinde geändert:

- Stahlgüten: St 835/1030, 1080/1230 und seit 2003 St 950/1050
- Stabdurchmesser: 20, 26.5, 32, 36 mm
- Gewinde: kalt aufgerollte Gewinde an den Stangenenden oder durchgehend aufgewalzte Rippen (Gewindestäbe).

Dazu bestehen verschiedene Arten von Spann- und Festverankerung sowie Kupplungen, wobei die Kraftübertragung vom Spannstahl zu den Ankerplatten mittel Mutter bzw. bei Kupplungen mittels Muffenstoss geschieht (**Bild 2.17**).

In Einzelfällen wurden früher auch Drähte (eher dünne Stangen) mit \varnothing 15 oder 16 mm mit durchgehenden Gewinden und den Güten St 885/1080 bzw. St 1325/ 1470 verwendet.

Seit der Gründung der SpannStahl AG im Jahr 1968 wird das Dywidag-Spannsystem mit Stabspanngliedern durch diese Firma eingesetzt. Vor diesem Zeitpunkt haben Haupt- oder Subunternehmer sowohl die Spannstäbe als auch die übrigen Systemteile von Handelsfirmen bezogen und selbst ohne besondere Qualifikation in der Praxis angewendet.

Die Firma setzt seit 1977 im Brückenbau auch Litzenspannglieder ein. Dieses Spannsystem umfasst Spannglieder von 1 bis 27 Litzen 140 und 150 mm² aus St 1570/1770 sowie die Verankerungstypen MA, SD, ZF, S und die Kupplungen R, D und M. Wie bei den meisten heutigen Litzenspannsystemen werden auch beim Dywidag-System die Litzen im Ankerkopf mit Keilen einzeln verankert.

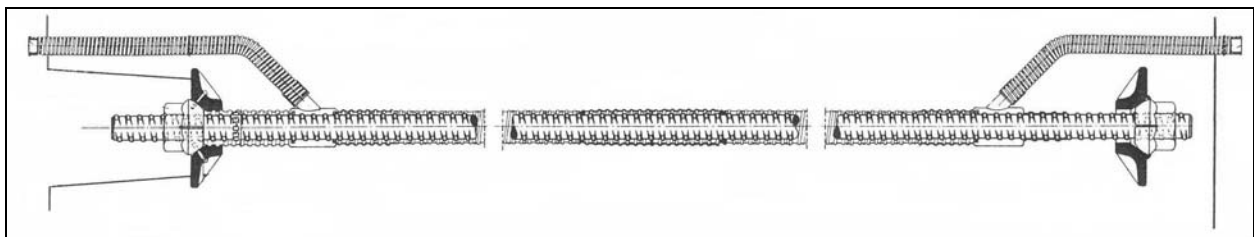


Bild 2.17 Spannsystem Dywidag: bewegliche (links) und feste Verankerung (rechts) des Spannstabes (Unterlagen SpannStahl AG).

Systeme BBR und CONA

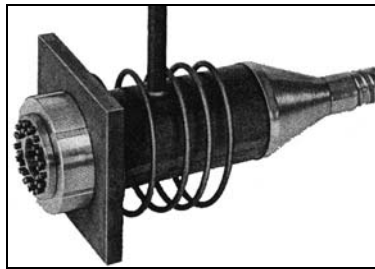
Die Schweizer Ingenieure M. Birkenmaier, A. Brandestini und M.R. Roš gründeten 1945 die Firma Stahlton AG in Zürich mit dem Ziel, die Vorspanntechnik zu fördern und anzuwenden. Nach einer missglückten Anwendung des belgischen Spannsystems "Magnel-Blaton" bei einem Bauwerk in Basel (die Keilverankerung funktionierte nicht) entwickelten sie in den Jahren 1947 bis 1949 zusammen mit K. Vogt das BBRV-Verfahren (später System BBR genannt). Das System wurde 1950 erstmals bei der Ärlenbachbrücke an der Grimselstrasse eingesetzt.

Das besondere Merkmal dieses Systems ist die Verankerung der Spanndrähte mittels Stauchköpfen. Das Aufstauchen der Spanndrähte geschieht im kalten Zustand mit einer Stauchmaschine. Die Stauchköpfe übertragen die Spannkraft auf den Ankerkopf und dieser stützt sich mittels einer Ankerplatte auf die Betonkonstruktion ab.

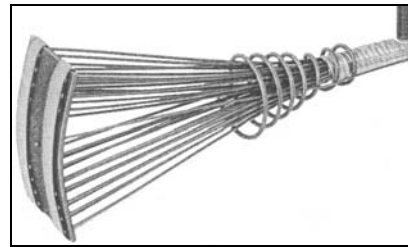
Für die Paralleldrathbündel wurden zu Beginn patentierte, kaltgezogene Drähte mit \varnothing 5 mm (St 1470/1670), \varnothing 6 mm (St 1420/1670), \varnothing 7 mm (St 1370/1570) mit glatter oder leicht profilierter Oberfläche verwendet. Ab den späten Sechzigerjahren kamen fast ausschliesslich glatte Drähte \varnothing 7 mm (St 1470/1670) zum Einsatz.

Als Spannverankerungen wurden zu Beginn die Typen J, B (**Bild 2.18a**) und C und später die Typen A, B, C und M verwendet; als Festverankerungen die Typen S (**Bild 2.18b**) F und D so-

wie früher noch der Typ E; als Kupplung die Typen K und V sowie früher als Zwischenverankerung der Typ Z.



a)



b)

Bild 2.18 Spannsystem BBRV: a) Spannverankerung Typ B, b) feste Verankerung Typ S (Unterlagen Stahlton).

Seit der Erteilung der Zulassung im Jahr 2001 setzt die Firma Stahlton vermehrt auch das Litzenspannsystem CONA ein. Dieses verwendet Litzen $\varnothing 15.7$ mm ($A_p = 150$ mm², St 1570/1770). Die Verankerungen sind im Aufbau ähnlich wie bei anderen Litzenspannsystemen. Folgende Verankerungstypen kommen zur Anwendung:

- Spannverankerung: Typen B und BP
- Festverankerungen: Typen F und P
- Kupplungen: Typen K und V

Sowohl für die BBR- als auch für die CONA-Spannglieder verfügt die Firma über eine Zulassung für elektrisch isolierte Spannglieder der Kategorie c (1997 bzw. 2001).

System Polensky & Zöllner

Das Spannsystem PZ wurde von der deutschen Bauunternehmung Polensky & Zöllner, Frankfurt am Main, entwickelt. Die erste Brücke mit diesem Verfahren baute man in Deutschland im Jahre 1951, mit Spanngliedern von 23 t Vorspannkraft. Die Firma Element AG als Vorgängerin der AVT Anker + Vorspanntechnik AG (AVT AG) hat im Jahr 1967 mit dem PZ-System die erste und als AVT AG um 1989 die letzte Brücke vorgespannt. Später hat die AVT AG nur noch ihr selbst entwickeltes AVT Litzenspannsystem verwendet (siehe weiter unten).

Für das Spannglied mit nachträglichem Verbund wurden patentierte, kalt gezogene Spanndrähte $\varnothing 5$, 6 und 7 mm verwendet.

Es wird zwischen folgenden Verankerungsarten unterschieden: Spannverankerung, fester Plattenanker, Injektionsanker und Fächeranker.

Ein Gewindebolzen, der am Ende kegelförmig verdickt ist, und eine runde, innen konisch durchbohrte Ankerhülse sind die eigentlichen Elemente der Spannverankerung. Die Drähte werden in ein oder zwei kreisförmigen Lagen um das kegelförmige Gewindebolzenende gelegt, die durchgebohrte Ankerhülse wird darüber geschoben und mit einer Presse fest auf Kegel und Drähte aufgedrückt. Ein Übergangsrohr aus Blech umgibt die Verankerung und verhindert ein Eindringen des Betons. Durch eine auf den Gewindebolzen aufgeschraubte Ankermutter wird die Spannkraft über die Ankerplatte auf den Beton abgeleitet (**Bild 2.19a**).

Als fester Anker genügt in der Regel ein speziell ausgebildeter Fächeranker. Bei diesem werden die Spanndrähte am Ende gespreizt und die Drahtenden mit einer Wellmaschine gewellt, um die Haftung im Beton zu erhöhen (**Bild 2.19b**).

Im Gegensatz zu anderen Spannsystemen zeigt sich bei PZ-Spanngliedern ein nicht unwesentlicher Nachteil, wenn es um die Zustandserfassung und -beurteilung einschliesslich Nachrechnen geht. Fehlen in der Bauwerksdokumentation genaue Angaben zum Spanngliedtyp (Anzahl Drähte, Drahtdurchmesser) ganz oder sollen solche Angaben am Bauwerk verifiziert werden, so erweist sich dies als schwierig bis unmöglich. Auch wenn man sich den Zugang zur Spannverankerung durch Entfernen des Nischenbetons verschafft hat, ist nur der Gewindebolzen sichtbar. Dessen Abmessungen geben zwar einen Hinweis auf den Spanngliedtyp, die genaue Anzahl der eingebauten Drähte ist aber nicht bestimmbar (der Drahtdurchmesser ist ausserhalb der Verankerungen mittels einer Sondieröffnung feststellbar).

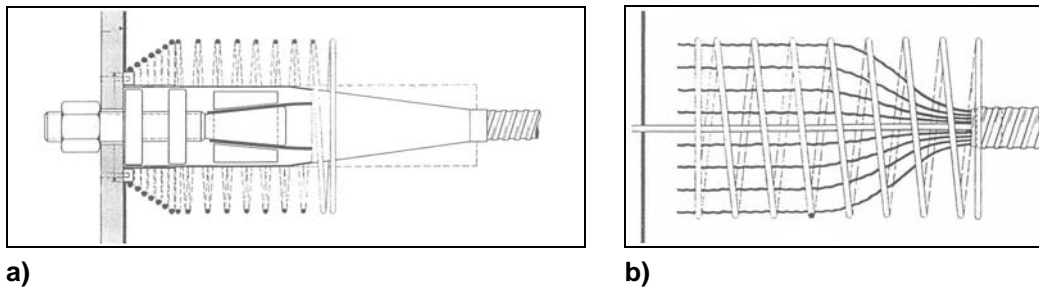


Bild 2.19 Spannsystem Polensky & Zöllner: a) Spannverankerung Typ S, b) feste Verankerung Typ FF (Unterlagen AVT).

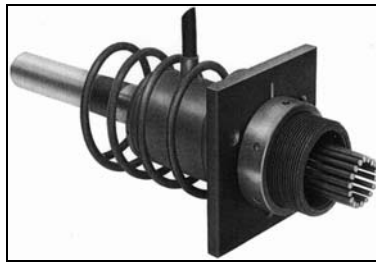
Systeme VSL

Wie bereits weiter oben erwähnt, erstellte die Bauunternehmung Losinger AG, Bern ab 1943 verschiedene Brücken mit dem Freyssinet-Spannsystem. Zur weiteren Verbreitung der Vorspanntechnik gründete sie 1954 die Firma Précontrainte SA in Lausanne (später noch die Spannbeton AG, Bern und Beton Precompresso SA, Bellinzona). Aus verschiedenen Gründen erwies es sich als notwendig, ein eigenes System zu entwickeln. Das Drahtspannsystem wurde unter der Bezeichnung VSL (**V**orspann **S**ystem **L**osinger) 1956 erstmals beim "Pont des Cygnes" in Yverdon eingesetzt. Es wurden patentierte, kaltgezogene Spanndrähte $\varnothing 7$ mm (St 1470/1670) und $\varnothing 8$ mm (St 1370/1570) sowie die folgenden Verankerungen und Kupplungen verwendet:

- Spannverankerung: Typen M und I (**Bild 2.20a und b**)
- Festverankerung: Typen F, U, S und R
- Kupplung: Typen C und G

Ab 1965 wurde dieses System nach und nach (ab ca. 1970 ausschliesslich) durch das neu entwickelte VSL-Litzen-Spannverfahren abgelöst. Dieses verwendet als Zugglieder 7-drätige Litzen aus kaltgezogenem Spannstahl. Bis in die Achtzigerjahre wurden Litzen mit $\varnothing 12.5$ mm ($A_p = 93 \text{ mm}^2$, St 1570/1770) und $\varnothing 15.2$ mm ($A_p = 140 \text{ mm}^2$, St 1570/1770) eingesetzt, seit bald zwanzig Jahren nur noch solche mit $\varnothing 12.9$ mm ($A_p = 100 \text{ mm}^2$, St 1670/1860) sowie $\varnothing 15.7$ mm ($A_p = 150 \text{ mm}^2$, St 1570/1770).

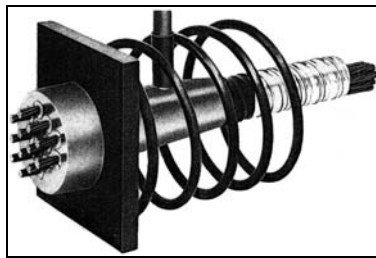
Das VSL Litzen-Spannsystem ist ebenfalls ein Verfahren mit nachträglichem Verbund. Die Spannverankerung setzt sich aus einer zylindrischen Ankerbüchse mit konischen Löchern, aus Keilen und aus einer Ankerplatte mit Ankerstützen und Wendel (Spiralbewehrung) zusammen. Nebst den Spannverankerungen Typ E (Stahlankerplatte) bzw. Typ EC (Gussankerplatte) stehen verschiedene feste Verankerungen Typ H, P, U, L sowie Kupplungen Typ K und V und Zwischenverankerungen Typ Z und ZU zur Verfügung (**Bild 2.20c und d**).



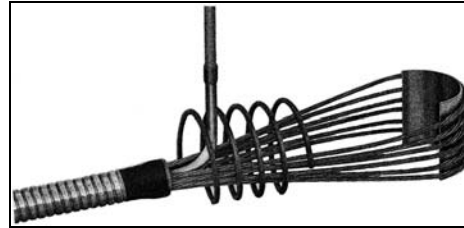
a)



b)



c)



d)

Bild 2.20 VSL-Draht-Spannsystem: a) Spannverankerung Typ M und b) Spannverankerung Typ I; VSL-Litzen-Spannsystem: c) Spannverankerung Typ E und d) feste Verankerung Typ U (Unterlagen VSL).

Ab 1994 führte die Firma VSL (Schweiz) das optimierte CS-Verfahren mit den Typen CS-STANDARD, CS-PLUS und CS-SUPER ein (**Bild 2.7f**). Dieses System wurde 1998 durch das leicht geänderte ECS-Verfahren abgelöst. Die Bezeichnungen Standard, Plus und Super entsprechen den Kategorien a, b und c gemäss der Norm SIA 262: 2003.

System CCL

Die Entwicklung des CCL-Spannsystems erfolgte in den Sechzigerjahren durch die Firma CCL Systems Limited in Surrey (England). Kennzeichnend sind die gusseisernen Trompeten (cast tube unit) für die Spann- und Endverankerungen der Spannglieder. Die Anwendung des CCL-Spannsystems (Litzenspannglieder mit Verbund) erfolgte in der Schweiz im Brückenbau in den Jahren 1972 bis 1990 durch die Firma AVT Anker + Vorspanntechnik AG, bzw. durch die Element AG als deren Vorgängerin. Später hat die AVT AG nur noch ihr selbst entwickeltes AVT Litzenspannsystem verwendet (siehe weiter unten).

Für das Spannglied mit nachträglichem Verbund wurden Litzen \varnothing 12.5, 12.9, 15.2 und 15.7 mm verwendet. Mit einer speziellen Kupplung liessen sich Spannglieder auch verlängern bzw. zwischenverankern.

Die Litzen wurden in der Ankerbüchse, die auf dem konischen Gusskörper ruhte, einzeln mittels Keilen verankert. Beim festen Anker sorgte eine Rückhalteplatte über der Ankerbüchse dafür, dass sich die verankerten Litzen nicht durch eine Längsbewegung wieder lösen konnten (**Bild 2.21a und b**).

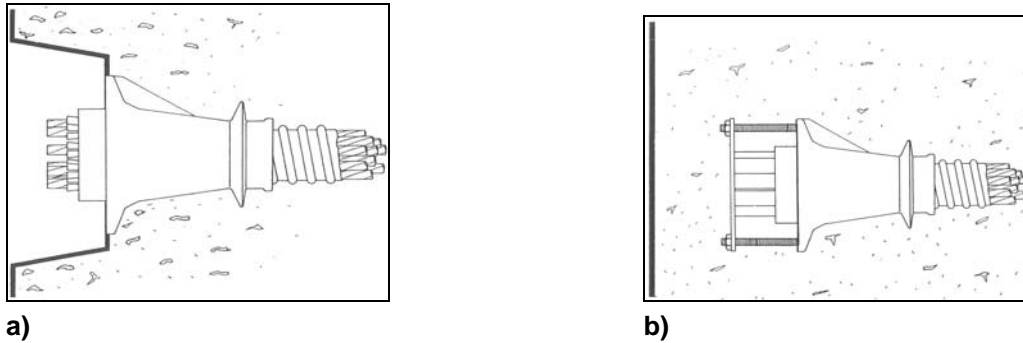


Bild 2.21 Spannsystem CCL: a) Spannverankerung CCL Standard, b) feste Verankerung CCL Dead End (Unterlagen AVT).

System AVT

Die AVT Anker + Vorspanntechnik AG in Tafers (früher Element AG) verwendete ursprünglich, wie bereits früher erwähnt, als Lizenznehmer die folgenden ausländischen Spannsysteme:

- 1967 – 1989 System Polensky & Zöllner (PZ)
- 1972 – 1990 CCL Systems Ltd. England (CCL)

Ab 1989 entwickelte die Firma das eigene AVT-System. Es handelt sich dabei um ein Litzen-spannverfahren mit nachträglichem Verbund. Es weist Merkmale auf, welche bei allen heute verwendeten Litzen-spannverfahren festzustellen sind.

Es werden Litzen mit $\varnothing 12.9 \text{ mm}$ ($A_p = 100 \text{ mm}^2$, St 1670/1860) und $\varnothing 15.7 \text{ mm}$ ($A_p = 150 \text{ mm}^2$, St 1570/1770) sowie folgende Verankerungen und Kupplungen verwendet:

- Spannverankerung: Typen G (**Bild 2.22b**) und B
- Festverankerung: Typen P (**Bild 2.22a**) und H
- Kupplung: Typen K und Kg

Seit 1998 verfügt AVT unter der Bezeichnung Typ ISO auch über elektrisch isolierte Spannglieder (d.h. Kategorie c gemäss Norm SIA 262: 2003).

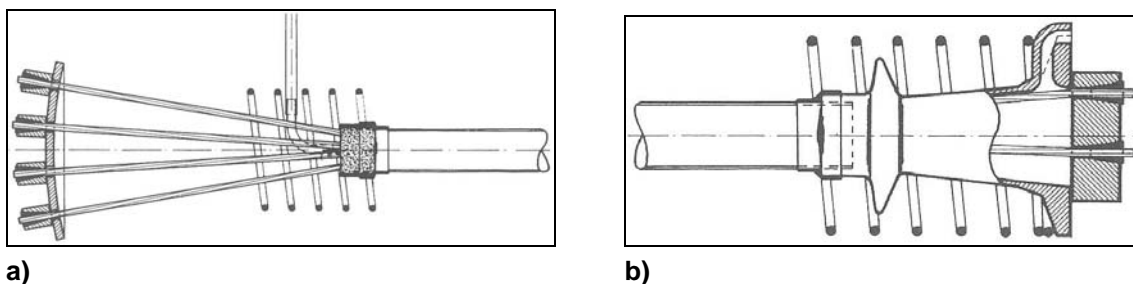


Bild 2.22 Spannsystem AVT: a) feste Verankerung Typ P und b) Spannverankerung Typ G (Unterlagen AVT).

2.5 Schäden in der Schweiz

2.5.1 Erfassung

Das Vorgehen zur Beschaffung der Informationen zu den Schadenfällen ist in **Kapitel 1.3.1** beschrieben.

Bereits im Rahmen des ersten Projektes [Hunkeler 1998] wurde von der Forschungsstelle eine Liste mit dokumentierten Schadenfällen an vorgespannten Bauwerken in der Schweiz erstellt. Diese Liste wurde während dieses Projektes laufend aktualisiert und umfasst gegenwärtig (Februar 2004) insgesamt 164 Objekte mit Spannsystemen. Schrägseil- und Ankersysteme werden in den **Kapiteln 3.3 und 4.2**) behandelt. Die 164 erfassten Objekte gliedern sich in 150 Brücken und 14 andere Bauwerke aus dem Hoch- und Tunnelbau. Davon wurden 53 Bauwerke bereits abgebrochen oder werden voraussichtlich in den nächsten Jahren noch abgebrochen.

Erschwerend für eine ausführliche und einheitliche Erfassung aller Objekte war der Umstand, dass die verfügbaren Informationen sehr uneinheitlich und spärlich oder zum Teil sogar widersprüchlich waren.

Der Umfang der Zustandsuntersuchungen bei den erfassten Objekten war sehr unterschiedlich. Die Zustandserfassung erfolgte teilweise im Rahmen eines Abbruchs (ZEBRA-Objekte), eines aktuellen Schadenfalles oder einer routinemässigen Überwachung.

Es ist davon auszugehen, dass auch in Zukunft weitere Schäden an Spannsystemen entdeckt werden. Diese sollten auch nach Abschluss dieses Projektes weiter erfasst werden. Um den Inhalt und die Qualität der Angaben bei der Zustandserfassung zu vereinheitlichen, wurde eine „**Wegleitung zur Dokumentation zukünftiger Schadenfälle an Spannstählen**“ erstellt (Anhang 2 in [Hunkeler 1998]) (siehe **Kapitel 1.5**).

Im **Anhang 1** finden sich die Beschreibungen von 11 wichtigen, ausreichend dokumentierten Schadenfällen an Spannsystemen. Die ausgewählten Objekte (**Tabelle 2.4**) stellen Fälle dar, die aus Sicht der Forschungsstelle als besonders aussagekräftig oder beispielhaft für bestimmte Schadensursachen oder Schadensmechanismen gelten können. Darüber hinaus wurden Erfahrungen dargestellt, die bei verschiedenartigen Bauwerken während des Abbruchs oder bei allfälligen Instandsetzungsmassnahmen gewonnen werden konnten. Hinsichtlich der 38 im ersten Bericht beschriebenen Schadenfälle sei auf **Kapitel 1.5** verwiesen.

| Bezeichnung | Name des Objektes | 1. Bericht [Hunkeler 1998] | 2. Bericht Anhang 1 |
|----------------|---|----------------------------------|------------------------|
| Brücken | | | |
| AG-04 | A1 – Objekt Nr. 419, Überführung bei Birmenstorf | x | |
| AR-01 | Hundwilertobelbrücke | x | |
| BE-05 | A1 – S8, Überführung Forsthaus | x | |
| BE-06 | A1 – N2, Überführung Tannacker | x | |
| BE-07 | A1 – S7, Überführung Riedacher | x | |
| BE-08 | A1 – S5, Überführung Fischrainweg | x | |
| BE-10 | AMP, Lochbachbrücke | x | |
| BE-14 | A5 – TÜ 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée | | x |
| BE-17 | A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen – Alchenflüh | | x |
| BL-05 | Birsbrücke Bruckgut | x | |
| FR-01 | A12 – 215, P.S. Jonction de Bulle | x | |
| GR-07 | A13, Steilerbachbrücke | x | |
| GR-16 | A13, Ponte Fracch | x | |
| GR-23 | Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal) | | x |
| SH-02 | Hauptstrasse Nr. 15, Überführung Bahnhofstrasse Herblingen (und Brücke Vicinalstrasse) | x | |
| SO-07 | Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen | | x |
| SZ-02 | A4, Urmibergviadukt, Abschnitt Zingel | x | |
| SZ-07 | Objekt Nr. 1341-1, Überführung über SBB, Altendorf | x | |
| SZ-11 | Überführung Burggasse in Altendorf | | x |
| TI-06 | A2, Cavalcavia Coldrerio – Genestrerio | x | |
| VD-02 | A1 – Lot 06/851, Pont sur le Boiron d'Eysins | x | |
| VD-03 | A1 – Lot 08/853, Echangeur d'Ecublens | x | |
| VD-04 | A1 – Section 125, P.S. de la rue de Morges | x | |
| VD-06 | A9, Pont du Stand | x | |
| VD-07 | A9, Pont du Taulard | x | |
| VS-04 | A9, P.S. Evionnaz – Collonges | x | |
| ZH-05 I | Glattbrücke bei Opfikon | x | |
| ZH-05 II | Brücke über die alte Glatt bei Schwamendingen | x | |
| ZH-06 | A20.2 – BW Nr. 410, Brücke über die Limmat | x | x |
| ZH-08 | Europabrücke Zürich | x | x |
| ZH-14 | A1 – BW Nr. 9, Überdeckung Töss | x | |
| ZH-16 | A3 (SN 3.4.2), Sihlhochstrasse | x | x |
| Hochbau | | | |
| SG-07 | Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen | | x |
| SH-03 | Portlandzementsilo, Thayngen | x | x |
| ZH-09 | Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich | | x |

Tabelle 2.4 Übersicht über die aufgearbeiteten Schadenfälle in der Schweiz.

2.5.2 Altersstruktur

Der Grossteil der untersuchten Objekte wurde in den 1960er Jahren erbaut, als die Spannbetonbauweise vor allem im Brückenbau zunehmend angewendet wurde (**Bild 2.23**).

Bei den erfassten Objekten trat in 4 Fällen der Schaden sofort, das heisst noch während der Bauphase ein. Der Grossteil der erfassten Objekte offenbarte Schäden erst nach einer Nutzungsdauer von 20 bis 40 Jahren (**Bild 2.23**). Bei 53 Objekten wurden die Schäden erst im Zusammenhang mit deren Abbruch genauer untersucht – vorab bei Untersuchungen im Rahmen des ZEBRA-Projektes. Die grosse Anzahl von Objekten mit „unbekanntem“ Alter kommt daher, dass bei diesen Fällen das Baujahr nicht genau ermittelt werden konnte.

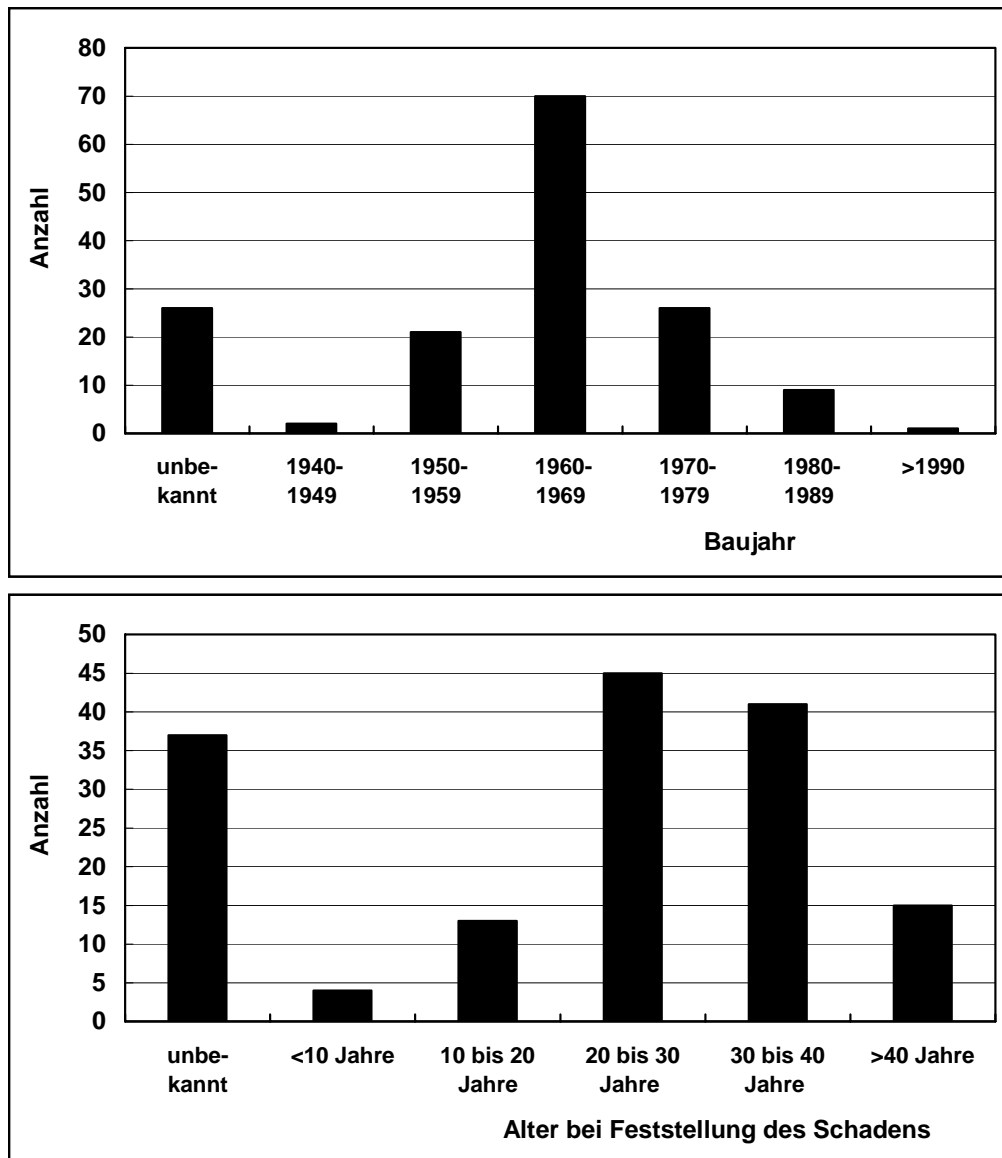


Bild 2.23 Baujahr der erfassten Objekte (oben) und Alter der erfassten Bauwerke beim Feststellen des Schadens (unten). Schäden, die während der Bauphase eintraten, sind in der ersten Altersklasse (<10 Jahre) erfasst.

2.5.3 Verwendete Untersuchungsmethoden

In **Tabelle 2.5** sind die Untersuchungsmethoden zusammengestellt, die bei den beschriebenen Objekten (**Anhang 1** und [Hunkeler 1998]) zur Anwendung gekommen sind.

Bei den erfassten Bauwerken sind die häufigsten Untersuchungstechniken die visuelle Untersuchung, die Bestimmung von Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt und Betonüberdeckung, sowie das Erstellen von Sondieröffnungen (bei 24 bzw. 27 von 32 untersuchten Brücken). In 11 Fällen wurde die visuelle Untersuchung zusätzlich mit Potentialmessungen ergänzt. Die übrigen apparativen Untersuchungstechniken, wie Radar- und akustische Verfahren (z.B. Ultraschall-Echo und Impact-Echo), kommen bei Zustandserfassung von Brücken eher selten zur Anwendung (meist nur im Rahmen eines Abbruchs oder von Forschungsprojekten).

Belastungs- und Schwingungsversuche, die mit besonders grossem Aufwand verbunden sind, werden vorwiegend zu Forschungszwecken eingesetzt, z. B. wenn neue Erkenntnisse über das Tragverhalten eines verbreiteten Konstruktionstyps erwartet werden können.

Metallurgische und mechanische Untersuchungen am Spannstahl und chemische Analysen von Korrosionsprodukten und Ablagerungen wurden nur bei Schadenfällen eingesetzt, die während der Erstellung auftraten oder dann bei Abbruchobjekten, bei denen die Entnahme von Proben relativ problemlos möglich war. Die noch vorhandene Vorspannung im Spannstahl wurde in der Regel ebenfalls nur bei Abbruchobjekten- bzw. an ausgebauten Bauteilen bestimmt, da die hierfür notwendigen Untersuchungen meistens nicht zerstörungsfrei erfolgen können. Ein Beispiel, wie das gemacht werden kann, ist in [Bänziger 1994] beschrieben.

| Untersuchungsmethode | Brücken | Hochbau |
|--|---------|---------|
| Visuelle Untersuchung (inkl. Bestimmung von Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt und Überdeckung) | 24 | 3 |
| Potenzialmessung | 11 | 2 |
| Sondieröffnungen und -bohrungen | 27 | 3 |
| Endoskopie | 2 | 0 |
| Bestimmung der vorhandenen Vorspannung (z.B. Schlupfmessungen) | 5 | 0 |
| Elektrische Widerstandsmessung (ZH-08) ¹⁾ | 1 | 0 |
| Impact Echo ¹⁾ | 1 | 0 |
| Ultraschall | 0 | 0 |
| Reflektometrische Impulsmessung | 1 | 0 |
| Belastungsversuche | 3 | 0 |
| Metallurgische Gefügeuntersuchungen | 4 | 1 |
| Chemische Analysen von Korrosionsprodukten und Ablagerungen | 5 | 2 |
| Mechanische Spannstahlprüfungen | 8 | 0 |

1) Methode wurde nur im Rahmen von Forschungsprojekten eingesetzt.

Tabelle 2.5 Untersuchungsmethoden, die bei den beschriebenen Objekten (**Anhang 1** und [Hunkeler 1998]) angewendet worden sind.

2.5.4 Korrosion

Auf Grund der Zielsetzung des Projektes wurde besonderes Gewicht auf die Art der festgestellten Korrosionserscheinungen gelegt. Diese sind im **Kapitel 1.2** beschrieben.

In **Tabelle 2.6** sind die bei den beschriebenen Objekten identifizierten Korrosionsarten an den Spannsystemen zusammengestellt und die von Korrosion betroffenen Komponenten vermerkt. Bei einigen Objekten wurden gleichzeitig mehrere unterschiedliche Korrosionsarten gleichzeitig angetroffen. Lokale Korrosion, Mulden- und Spaltkorrosion wurden zusammengefasst, da in der Regel nur Fachleute diese Korrosionserscheinungen auseinander halten können.

Reib-, Ermüdungs- und Schwingungsrissskorrosion wurden in keinem Fall festgestellt. Auch Schäden infolge von Kontaktkorrosion wurden nie beobachtet.

Eine genaue Abgrenzung oder Unterscheidung der verschiedenen Korrosionsarten wurde von den Personen, die die Objekte untersucht haben, sehr unterschiedlich durchgeführt. Manchmal wurden die gemachten Beobachtungen unklar beschrieben und/oder unvollständig dokumentiert. Eine präzise Differenzierung war deshalb auf Grund der Angaben in den Untersuchungsberichten oftmals schwierig, d.h. Korrosionsart und Korrosionsgrad waren nicht immer eindeutig zuzuordnen bzw. zu bestimmen.

Bei der Mehrzahl von Zustandserfassungen konnten nicht alle Komponenten des Spannsystems untersucht werden. Diese sind in der **Tabelle 2.6** nicht aufgeführt. Weiter wurden bei vielen Sondierungen keine Schäden beobachtet. Diese sind in der genannten Tabelle aufgeführt.

Bei drei der 32 beschriebenen **Brücken** wurde keine Korrosion am Spannstahl oder den Hüllrohren festgestellt. Spannstahlbrüche infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion traten nur bei einem Objekt auf (**SH-02**). Dieser Schadensfall trat im Jahre 1958 bereits während der Erstellung des Bauwerkes ein. Vermutlich war dieses Ereignis der Grund, dass in der Folge im Spannbetonbau in der Schweiz keine schlussvergüteten, sondern nur noch kalt gezogene Spannstähle und in geringerem Masse auch warm gewalzte Stäbe eingesetzt wurden. Ein weiterer Fall mit wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion trat bei einem Hochbau mit Monolitzen ohne Verbund ein (**SG-07**).

Bei den übrigen beschriebenen Fällen wurde oberflächliche, lokale Korrosion oder Lochfrass am Spannsystem (Verankerungselemente, Hüllrohre und Spannstahl) nach einer gewissen Nutzungszeit festgestellt. Vor allem diese Korrosionsarten traten bei den meisten der 164 erfassten Objekte auf.

Die ausgewählten **Hochbau**-Objekte stellen jeweils interessante aber ungewöhnliche Sonderfälle dar. Aufgrund der unterschiedlichen Nutzungsarten und Expositionen der Objekte können keine allgemeinen Aussagen zur Häufigkeit der verschiedenen Korrosionsarten an Spannstählen im Hochbau gemacht werden. Bei zwei Hochbauten waren Mikroorganismen zumindest teilweise Ursache für den Korrosionsangriff (**SH-03, ZH-09**).

| Bauwerk | keine Angaben bzw. keine Befunde | | | oberflächliche Korrosion | | | lokale Korrosion (Mulden- und Spaltkorrosion) | | | Lochfrass | | | (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion | | | mikrobiologisch induzierte Korrosion (Säuren) | | |
|--------------|----------------------------------|---|---|--------------------------|---|---|---|---|---|-----------|---|---|--|---|---|---|---|---|
| | V | H | S | V | H | S | V | H | S | V | H | S | V | H | S | V | H | S |
| AG-04 | X | | | | | X | | | | | X | X | | | | | | |
| AR-01 | X | | | | | | | | | | X | X | | | | | | |
| BE-05 | | X | X | | | | X | | | | | | | | | | | |
| BE-06 | | X | X | | | | X | | | | | | | | | | | |
| BE-07 | | | | X | X | X | | | | | | | | | | | | |
| BE-08 | | | | | | | X | X | X | | | | | | | | | |
| BE-10 | X | X | | | | X | | | | | | | | | | | | |
| BE-14 | X | | | | | | | | | | | | | | | X | | |
| BE-17 | | | | | | X | | X | | X | X | | | | | | | |
| BL-05 | X | X | | | | | | | | | | | | | | X | | |
| FR-01 | X | X | X | | | | | | | | | | | | | | | |
| GR-07 | | | | | | | | | | X | X | X | | | | | | |
| GR-16 | X | | | | | X | | | | | X | | | | | | | |
| GR-23 | | | X | | X | | | | | X | | | | | | | | |
| SH-02 | X | X | | | | | | | | | | | | | | X | | |
| SO-07 | | X | | | X | X | X | | | | | | | | | | | |
| SZ-02 | X | | | | | | | | | | X | X | | | | | | |
| SZ-07 | X | X | | | | X | | | | | | | | | | | | |
| SZ-11 | | X | | | | X | X | | X | X | | | | | | | | |
| TI-06 | X | X | | | | | | | X | | | | | | | | | |
| VD-02 | | | | | | | | | | X | X | X | | | | | | |
| VD-03 | X | X | | | | X | | | | | | | | | | | | |
| VD-04 | | | | | | X | X | X | | | X | X | | | | | | |
| VD-06 | | | | | | X | X | X | | | | | | | | | | |
| VD-07 | | | | | | X | X | X | | | | | | | | | | |
| VS-04 | | X | | | | | | | X | X | | | | | | | | |
| ZH-05I | X | X | | | | X | | | | | | | | | | | | |
| ZH-05II | X | | | | | | | X | X | | | | | | | | | |
| ZH-06 | X | X | X | | | | | | | | | | | | | | | |
| ZH-08 | X | | | | | | | | | | X | X | | | | | | |
| ZH-14 | | | | X | | | | | | | X | X | | | | | | |
| ZH-16 | | | | | | | | | | X | X | X | | | | | | |
| SG-07 | X | X | | | | | | | X | | | | | | | X | | |
| SH-03 | | X | | | | | | | | | | | | | | X | | X |
| ZH-09 | X | | | | | | | | | | | | | | | X | X | |

Tabelle 2.6 Korrosionsarten, die bei den im **Anhang 1** (fett und kursiv gedruckt) und in [Hunkeler 1998] beschriebenen Objekten aufgetreten sind.

V: Verankerungsbereich

H: Hüllrohr

S: Spannstahl

2.5.5 Ursachen für Mängel und Schäden

Bei **praktisch allen** untersuchten Korrosionsschäden an Spanngliedern mit oder ohne Verbund war vorhandenes **Wasser oder Feuchtigkeit** die entscheidende Einwirkung. Bei Brücken verstärkte die Anwesenheit von Chloriden den Korrosionsangriff oder löste diesen sogar aus. Schäden am Beton oder am Füllgut durch die Einwirkung von **Frost** waren nie der Hauptgrund für das Entstehen von Korrosionsschäden. Sie beschleunigten allenfalls den Prozess (z.B. durch die Zerstörung von mangelhaftem Füllgut bei unvollständiger Injektion).

Bei den geschädigten **Brücken** gelangte das **Wasser** über verschiedene „**Leckstellen**“ **konstruktiver Art** an die Oberfläche des Überdeckungsbetons bzw. an die Spannglieder. Konnte das Wasser ins Innere der Spannglieder vordringen, so fand, je nach Qualität des Füllgutes sowie des Verfüllungsgrades und der Neigung der Spannglieder, ein Weitertransport in Längsrichtung statt.

Bei Brücken mit Kastenträgern konnte ausserdem die Bildung von Kondenswasser oder Leckagen an internen Entwässerungsleitungen in den Hohlkästen beobachtet werden, was beim Fehlen von Ablauföffnungen zu stehendem Wasser führte. In der Folge traten Korrosionsschäden an der Bewehrung und an den Spanngliedern (Tiefpunktbereiche) auf.

Bei den beschriebenen **Hochbauten** war stehendes Wasser oder Feuchtigkeitsbildung (Kondensation oder Segregation) als Hauptkorrosionsursache der Spannglieder auszumachen. Auch in diesen Fällen beinhaltete das Wasser bzw. die Feuchtigkeit häufig aggressive Inhaltsstoffe (teilweise biologischen Ursprungs). Beim Portlandzementsilo (SH-03) fand wahrscheinlich ein durch **Bakterien** verursachter Angriff statt (Bildung von Essigsäure). In der Schweiz ist dies der bisher einzige bekannt gewordene Fall, wo Mikroorganismen als direkte Schadensursache verantwortlich gemacht werden können. Mikroorganismen verstärkten bei **ZH-09** den Angriff, waren aber nicht Hauptursache für den Schaden.

In der **Tabelle 2.7** sind die Ursachen für Mängel und Schäden an den Spannsystemen der untersuchten vorgespannten Bauwerke zusammengestellt. Die **Bilder 2.24 bis 2.30** illustrieren die beobachteten Schäden und Schwachstellen. Es kann zwischen konstruktiven Mängeln am Bauwerk als primäre Schadenursache und Mängeln beim Korrosionsschutz des Spannsystems als sekundäre Schadenursache unterschieden werden.

Die primären Schadenursachen ermöglichen den Zutritt des oft chloridhaltigen Wassers zur Betonoberfläche und in der Folge über Schwach- oder Fehlstellen zur Bewehrung und ggf. zum eigentlichen Korrosionsschutz der Spannglieder oder Verankerungen (Hüllrohre, zementöses oder plastisches Füllgut, usw.). Undichte oder fehlende Fahrbahnübergänge, wasserführende Einlagen, fehlende oder schadhafte Abdichtungen sowie undichte Entwässerungsleitungen und Schächte bzw. eine mangelhafte Belags- und Abdichtungsentwässerung von Fahrbahnen und Gehwegen stellen die häufigsten primären Schadenursachen dar. Bei einigen Objekten wurde der Wasserzutritt durch ungünstige konstruktive Detailausbildungen (Bauteilfugen, unterläufige Bordürelemente, mangelhafter Überdeckungsбетон) noch erleichtert.

Als sekundäre Schadenursachen werden Mängel bezeichnet, die dazu führen können, dass schädliche Einwirkungen direkt, ohne eine Barriere überwinden zu müssen, zum Spannstahl gelangen. Dies betraf vorwiegend Problemstellen bei den Systemkomponenten der Spannglieder (vorab ungünstig ausgebildete Hüllrohrstösse, Entlüftungsröhrchen, beschädigte Hüllrohre o.ä.) sowie Injektionsmängel. Unter dem Begriff Injektionsmängel werden sowohl Ausführungsmängel (fehlendes oder unsachgemässes Injizieren) als auch fehlerhaftes Füllgut (Segregationen, Entmischungen, etc.) zusammengefasst.

Bei den meisten untersuchten Schadenfällen war eine ungünstige Kombination von primären und sekundären Ursachen ausschlaggebend.

Die Ursachen für Korrosionsschäden an Spanngliedern können nur in den wenigsten Fällen eindeutig auf Fehler in der Planung, Ausführung oder am Spannsystem selbst zurückgeführt werden. Meist kam es erst durch das ungünstige Zusammenspiel von Planungsfehlern (z.B. konzeptionell ungünstige geometrische Ausbildungen der Betonstruktur), Ausführungsfehlern (z.B. mangelhaftes Ausbetonieren von Ankernischen, mangelhafte Abschlussarbeiten, Injektionsmängel und poröser Überdeckungsbeton) mit Mängeln am Spannsystem (z.B. empfindlicher Spannstahl, ungenügender temporärer Korrosionsschutz) zu einem Schaden.

| Ursache für Mängel und Schäden am Spannsystem | | Brücken | Hochbau |
|--|---|---|--------------|
| Bauwerk (primäre Schadensursachen) | Entwässerung (Einlaufschächte, Leitungen, etc.) | BE-14, BE-17 , GR-07, GR-16, GR-23, SZ-11 , VD-04, ZH-08, ZH-16 | |
| | Abdichtung | BE-08, BE-10, BE-14, BE-17 , BL-05, FR-01, GR-07, GR-16, GR-23 , VD-02, VD-03, VD-06, VD-07, ZH-08, ZH-14, ZH-16 | |
| | Fahrbahnübergänge | BE-05, BE-06, BE-08, BE-17 , GR-07, GR-16, VD-06, VD-07, ZH-08 | |
| | besondere Einbauten (Leerrohre, verlorene Schalung, Einstiegdeckel, etc.) | BE-17, ZH-08, ZH-16 | |
| | Element- oder Bauteilfugen | BE-14, SZ-11 , ZH-14 | |
| Betonüberdeckung (z.B. zu geringe Überdeckung, ungenügende Betonqualität, Risse, Ankernischen mangelhaft ausbetoniert, usw.) | AG-04, BE-05, BE-06, BE-14, GR-23, SZ-11 , VD-02, VD-04, VD-06, VD-07 | ZH-09 | |
| Spannsystem (sekundäre Schadensursachen) | Systemkomponenten (Spannstahl, Verankerungen, Hüllrohre, Muffen, usw.) | BE-05, BE-06, BE-08, BE-17, SO-07 , SZ-02, SZ-11 , VD-04, VD-06, VD-07, ZH-05 I, ZH-05 II | SH-03 |
| | Temporärer Korrosionsschutz (Fabrikation, Lieferung, Lagerung, Einbau) | AR-01, BE-07, SH-02, ZH-05 I | SG-07 |
| | Permanenter Korrosionsschutz (Füllgut) | SO-07 , SZ-07, VS-04 | SH-03 |
| | Injektionsmängel | AG-04, BE-08, BE-10, BL-05, GR-16, GR-23 , TI-06, VD-03, ZH-05 II, ZH-08 | |
| | Spannungsrissskorrosionsempfindlichkeit des Spannstahls | SH-02 | SG-07 |

Tabelle 2.7 Hauptursachen für die aufgetretenen Korrosionsschäden an Spannsystemen bei den im **Anhang 1** (fett und kursiv gedruckt) und in [Hunkeler 1998] beschriebenen Bauwerken.

Bei der Instandsetzung von Brücken wird seit einigen Jahren der Beton mit Hochdruckwasserstrahlen abgetragen. Es kommt relativ häufig vor, dass dabei die Hüllrohre beschädigt werden. Schäden treten bei leeren oder unvollständig verfüllten Spanngliedern weit rascher ein als bei vollständig verfüllten. Beschädigte Hüllrohre bzw. offen liegende Spannstähle sind Schwachstellen im Korrosionsschutzsystem der Spannglieder. Sie müssen daher fachgerecht instand gesetzt werden [VSV 1998].

Ausserdem wurden Spannglieder bei Bohrarbeiten (Setzen der Packer für Rissinjektionen, Erstellen von Bohrlöchern für das Versetzen von Befestigungselementen) beschädigt (z.B. **ZH-09**) Solche Fälle wurden hier nicht weiter untersucht.



a)



b)



c)

Bild 2.24 a) Wasserlauf entlang dem Steg eines vorgefertigten Elementträgers (**BE-14**), b) Wasserantritt aus Belags- bzw. Abdichtungsentlüftungsröhrchen (**ZH-08**) und c) undichte Entwässerung [Hunkeler 1998]).



a)

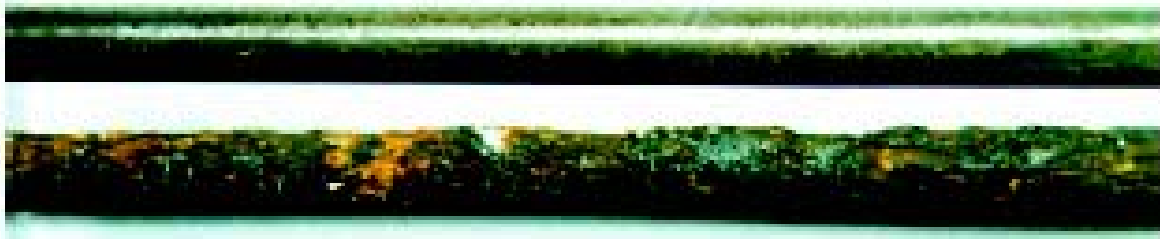


b)

Bild 2.25 a) Undichte Entwässerungsleitung in einem Hohlkasten und b) Wassereintritt durch Elektro-
rohre (**ZH-16**).

**Bild 2.26**

Unverfülltes Hüllrohr [Hunkeler 1998].



a)



b)

c)

Bild 2.27 a) Intakter und stark korrodierter Spanndraht [Vogel 2002], b) Lochfrass an Spanndrähten und ein durchgerosteter/gerissener Draht und c) oberflächliche Korrosion an Litzen (**SO-07**).



Bild 2.28 Ankerkopf einer Strebenverankerung in der Fahrbahnplatte unter einem undichten Belag (**GR-23**).



a)



b)

Bild 2.29 Deformierte Unterseiten der Stahlhüllrohre (BE-17).



a)



b)

Bild 2.30 a) Korrosion an der Bewehrung unter einem Kunststoffhüllrohr am Hochpunkt und b) perforiertes Kunststoffhüllrohr der 1. Generation an dieser Stelle (SO-07).

2.5.6 Querschnittsverhältnis Spannstahl / Hüllrohr und Lage der Spanndrähte im Querschnitt

Das Verhältnis der Querschnittsflächen von Spannstahl und Hüllrohr ist abhängig vom Spannsystem und vom Spanngliedtyp (Zahl der Drähte oder Litzen in einem Hüllrohr) und kann sehr unterschiedlich sein. Je grösser das Verhältnis ist, umso kleiner ist der zu verfüllende Hohlraum. Die vollständige Verpressung wird mit zunehmendem Querschnittsverhältnis Spannstahl zu Hüllrohr schwieriger.

Die **Tabelle 2.8** fasst beispielhaft die wichtigsten Kenngrössen von BBRV-Spanngliedern zusammen. Das Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zum äusseren Hüllrohrquerschnitt von 40

bis 50% entspricht dem früheren Stand der Technik für Spannsysteme mit Drähten und Litzen. Bei Systemen mit Stangen war dies teilweise wesentlich höher. Die Spannstahlfirmen beziehen das Verhältnis meist auf den Aussendurchmesser. Heute sind die entsprechenden Werte etwas tiefer angesetzt, um eine vollständige Verpressung sicherzustellen. Es muss hier vermerkt werden, dass die Vorgaben der Hersteller für das Verhältnis von Spannstahl- zu Hüllrohrquerschnitt früher oft nicht eingehalten wurden.

| | Spannglied mit 44 Drähten | | Spannglied mit 55 Drähten | |
|--|---------------------------|------------|---------------------------|------------|
| Hüllrohr | aussen | innen | aussen | innen |
| Durchmesser, mm | 61 | 55 | 72 | 65 |
| Querschnittsfläche, mm ² | 2'922 | 2'376 | 4'072 | 3'318 |
| Spanndrähte | | | | |
| Drahtdurchmesser | 6 | | 6 | |
| Anzahl Drähte | 44 | | 55 | |
| Querschnittsfläche, mm ² | 1'244 | | 1'555 | |
| Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zu Hüllrohrquerschnitt | 43% | 52% | 38% | 47% |

Tabelle 2.8: Verhältnis von Spannstahl- zu Hüllrohrquerschnitt bei den zwei BBRV-Spannglied-Typen mit 44 und 55 Drähten (Beispiel). Anmerkung: Heute sind die Verhältnisse etwas grösser.

Ob und wie leicht eine vollständige Verpressung gelingt, ist ausserdem abhängig von der Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren sowie von allfälligen Deformationen des Hüllrohres.

Die **Bilder 2.30a, 2.31 bis 2.35** zeigen einige Beispiele der möglichen Situationen. Bei der Beurteilung von Korrosionsschäden sind die Art des Spanngliedes, das Querschnittsverhältnis Spannstahl/Hüllrohr und die Lage der Spanndrähte im Querschnitt von Bedeutung (**Kapitel 2.8.2**).

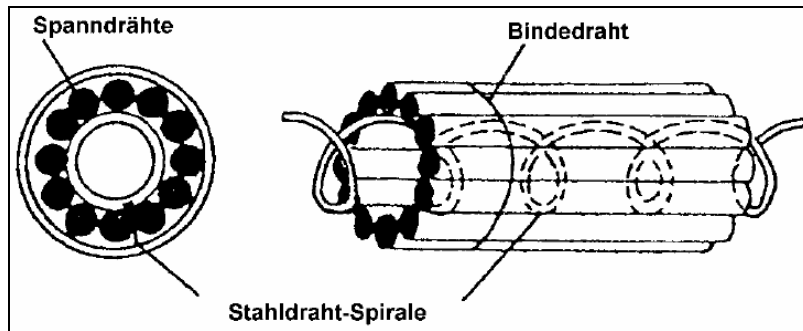


a)

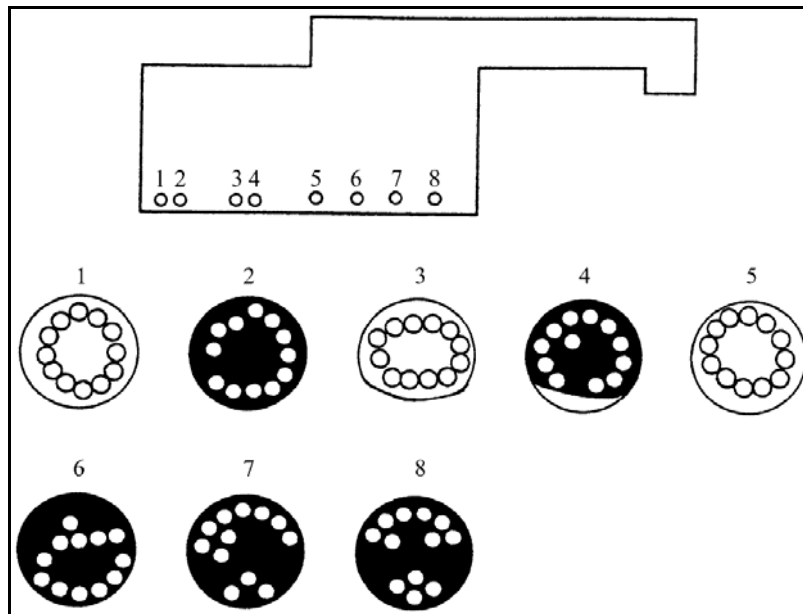


b)

Bild 2.31 a) Spannglied in Tiefpunktlage (32 Drähte mit \varnothing 6 mm) und b) in Hochpunktlage (24 bzw. 18 Drähte mit \varnothing 8 mm).



a)



b)

Bild 2.32 a) Spannglied Freyssinet Typ P 50: glattes Stahlhüllrohr mit Längsfalz, 12 Spanndrähte \varnothing 7 mm und mit Führungsspirale aus Stahl (schematisch) und b) Ergebnisse der Zustandsaufnahmen bei der Überführung Horwerstraße in Kriens (Baujahr 1954): Lage der Spanndrähte und fehlendes Füllgut (schwarz) [Vogel 2002].

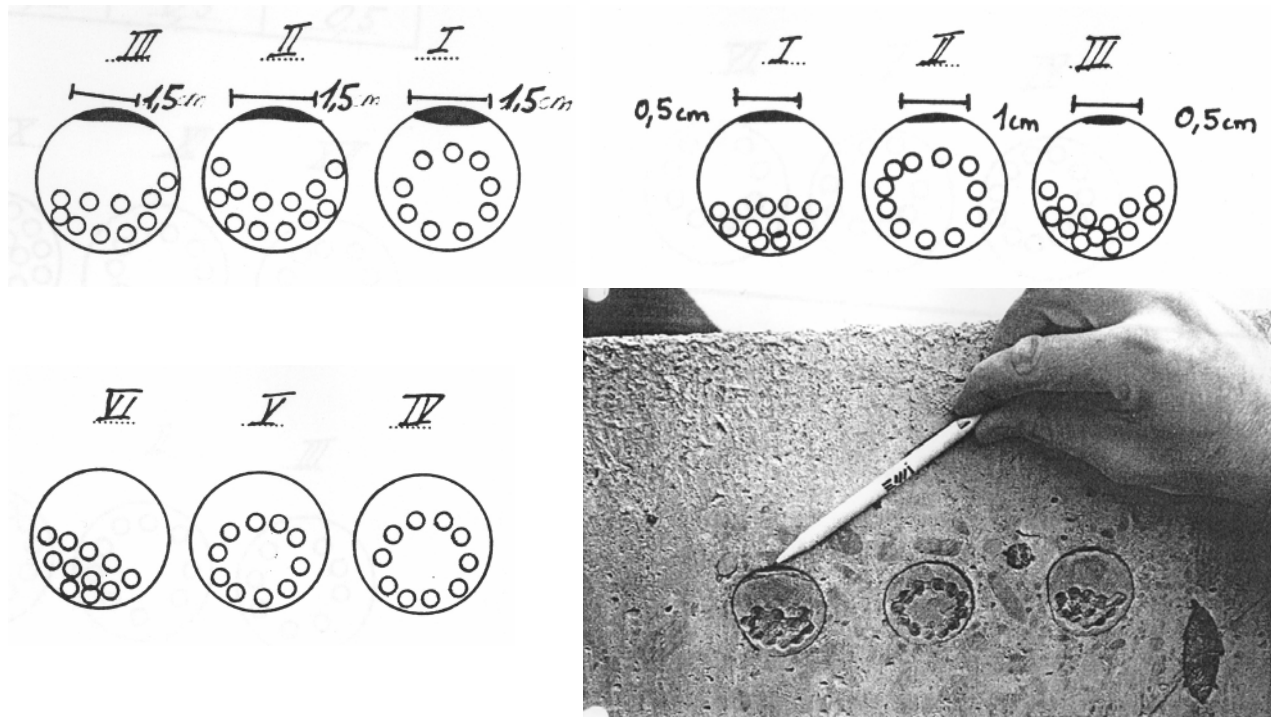


Bild 2.33 Beispiele der Lage der Spanndrähte in einem Freyssinet-Spannglied (theoretische Lage wie in **Bild 2.32a**). Unverfüllte Bereiche sind schwarz markiert.

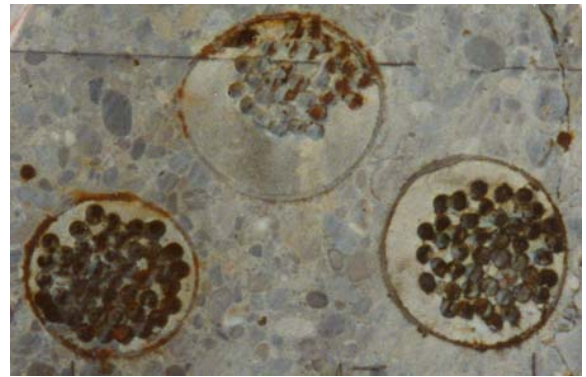


Bild 2.34 Beispiele zur Lage von Spanndrähten in Spanngliedern.

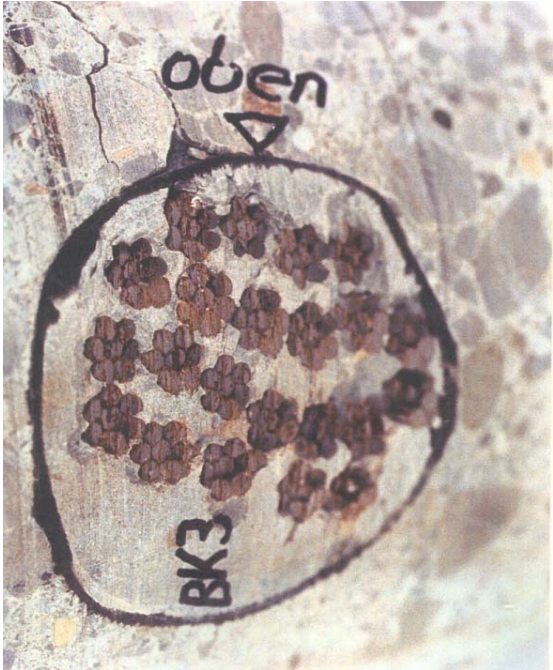


Bild 2.35 Beispiele zur Lage von Litzen in Spanngliedern.

2.6 Schäden im Ausland

2.6.1 Einleitung

Die nachfolgenden Ausführungen über Korrosionsschäden an Spannsystemen im Ausland basieren auf einer breiten Literaturrecherche und persönlichen Kontakten zu ausländischen Fachleuten. Sie sollen dazu dienen, aus den gemachten Erfahrungen und Erkenntnissen die richtigen Lehren zu ziehen und Unterschiede zur Situation in der Schweiz zu erkennen.

Es muss betont werden, dass sich die Folgerungen aus den Schadenfällen in einzelnen Fällen nicht mit der Meinung der Autoren dieses Berichts decken.

Zumindest auf Grund der Zahl der bekannt gewordenen und dokumentierten Schäden gewinnt man den Eindruck, dass im internationalen Vergleich (absolut und relativ) die meisten Schäden in Deutschland aufgetreten sind. Dies mag einerseits damit zusammenhängen, dass sehr viele Schadenfälle entstanden sind, weil spannungsrissskorrosionsempfindliche Stähle und – in der Frühphase des Spannbetonbaus – Tonerdeschmelzzement verwendet wurden. Andererseits kann man aber auch feststellen, dass in Deutschland der Spannstahlverbrauch sehr hoch ist und ausserdem offener und systematischer über Schäden an Spannsystemen berichtet wird als in anderen Ländern. Zu beachten ist auch, dass die Berichterstattung oftmals durch rechtliche Aspekte beeinflusst wird.

Eine der ersten umfassenden Studien über Schäden an Spannstählen wurde von der holländischen Betonvereinigung durchgeführt [CUR 1971]. Die Analyse der 63 Schadenfälle aus verschiedenen Ländern führte zu den folgenden Erkenntnissen:

- Bei 55 Fällen waren Draht-, Stab- oder Litzenbrüche eingetreten. Bei 40 dieser Fälle handelte es sich um Sprödbrüche (Spannungsrissskorrosion).
- Die Anfälligkeit von abgeschreckten und angelassenen Spannstählen gegenüber von Spannungsrissskorrosion und Wasserstoffversprödung ist wesentlich höher als jene von kalt gezogenen Stählen. Die erhöhte Empfindlichkeit konnte mit einer seit 1962 verwendeten Prüfung auch im Labor nachgewiesen werden.
- Chlorid-, Sulfid- und Sulfationen sind die wichtigsten korrosionsfördernden Substanzen. In einigen Fällen enthielt das zementöse Füllgut CaCl_2 als Beschleuniger.
- Etwa 65% der Schäden traten vor dem Spannen bzw. bis zu einem Zeitraum von 1 Jahr nach dem Spannen ein. Als Gründe hierfür wurden angegeben: ungeeigneter Schutz während dem Transport, der Lagerung und vor dem Spannen, mangelhaftes Verfüllen der Spannkäme, spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl.
- In den meisten Fällen waren zwei oder mehrere Ursachen von Bedeutung. Mängel am Stahl oder am Beton in Kombination mit feuchter und/oder aggressiver Umgebung waren relativ häufig.

Auf Grund dieser Analyse kam man zum Schluss, dass die meisten Schadenfälle mit dem vorhandenen Wissen hätten vermieden werden können.

Die weltweiten Erfahrungen und Erkenntnisse aus solchen Untersuchungen flossen laufend in die Arbeiten nationaler und internationaler Normenorganisationen, der **PIARC** (World Road Association), der **FIP** (Fédération internationale de la précontrainte) und nach dem Zusammenschluss mit dem **CEB** (Comité euro-international du béton) in jene der **fib** (Fédération internationale du béton) ein. Darauf basierend wurden zu verschiedenen Themen Sachstandsberichte und Empfehlungen herausgegeben [CEN 2003c, FIP 1996, 1998, fib 2000, 2001a,b, 2002, 2003a,b, 2004a,b, 2005b, PIARC 1999, 2001].

In der 1996 erschienenen FIP-Empfehlung „Corrosion protection of prestressing steels“ [FIP 1996] wird auf die Studie von Nürnberger [Nürnberger 1980] und auf einige neuere Arbeiten verwiesen, um das Ausmass an Schäden an vorgespannten Bauten zu quantifizieren. Danach besteht eine erkennbare Tendenz, dass die Zahl der Berichte über Korrosionsschäden in der letzten Zeit zugenommen hat. Dies kann teilweise mit den folgenden Aspekten erklärt werden:

- zunehmendes Alter der vorgespannten Bauten
- zu geringe Beachtung der Wirkung des zunehmenden Einsatzes von Streusalz bei früheren Zustandsuntersuchungen
- zunehmende Zahl von vorgespannten Bauten in sehr aggressiver Umgebung (z.B. im oder nahe beim Meer).

2.6.2 Spannglieder mit nachträglichem Verbund und Spannbettvorspannung

Die Schäden an Bauwerken mit Vorspannung mit sofortigem und nachträglichem Verbund wurden im Folgenden nach den einzelnen Ländern geordnet, um die Lesbarkeit zu verbessern und die Folgen einzelner Schäden bzw. die daraus abgeleiteten – manchmal landesspezifischen – Erkenntnisse besser darstellen zu können.

Deutschland

Über die Korrosionsschäden an Spannstählen geben die folgenden Berichte einen guten Überblick:

- Analyse und Auswertung von Schadenfällen an Spannstählen [Nürnberger 1980]
- Kritische Beurteilung neuer Spannstahlentwicklungen [Isecke 1998]
- Studie zu Spannstahlbrüchen [Nürnberger 1998]
- Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken - Ursachen und Erkenntnisse, Dokumentation des deutschen Bundesministeriums für Verkehr, Abteilung Strassenbau [BV 1982, 1994].
- Erhaltungsarbeiten an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken von Strassen [BV 1990].

Die folgenden Ausführungen stützen sich sowohl auf die o.g. Publikationen als auch auf Fachartikel, die in Deutschland in einer grossen Anzahl erschienen sind.

1962 stürzten in Deutschland mehrere etwa 10-jährige Stalldecken mit in Fertigteilwerken im Spannbettverfahren hergestellten vorgespannten Trägern ohne jegliche Vorankündigung ein [BISE 1963]. Sämtliche Deckenplatten waren wegen der raschen Festigkeitsentwicklung aus dem nicht genormten Tonerdeschmelzzement hergestellt worden. In einer späteren Publikation [Rauen 1988] wurde erwähnt, dass alleine in Bayern nach und nach über 50 Stalldecken eingestürzt waren.

Da bereits einige Jahre früher gleichartige Schäden bei Industriebauten aufgetreten waren, wurde bei der Zulassung der Spannbetonwerke zwar schon 1958 die Verwendung von Normalzement gefordert, ein endgültiges Verbot von Tonerdeschmelzzement wurde in Bayern aber erst Ende 1962 ausgesprochen. Ausschlaggebend waren Befürchtungen, dass unter Umständen auch Menschen gefährdet werden und, dass gleichartige Schäden auch in Wohnungsbauten eintreten könnten. Gemäss [Rauen 1988] gab es 1988 allein in Bayern noch ca. 450'000 m² Wohnungsdecken mit Tonerdeschmelzzement.

Die Schadensursache wurde damals rasch erkannt. Ein feucht-warmes Klima und die Tatsache, dass der Tonerdeschmelzzement kein ausreichendes alkalisches Milieu hervorbringt und daher den Stahl nicht vor Korrosion schützen kann, führten zu Spannungsrissskorrosion an den Spannstählen. Zudem war der verwendete Zement damals in Deutschland nicht genormt und damit eigentlich nicht zugelassen.

Dass auch die Verwendung eines Portlandzementes keinen ausreichenden Schutz gegen Spannungsrisskorrosion von sehr wasserstoffempfindlichen Spannstählen darzustellen vermag, zeigten weitere Einstürze von Stalldecken. Gemäss [Nürnberger 1998] wurden in diesen Fällen neben einer hohen Empfindlichkeit der vergüteten Spannstähle gegenüber Wasserstoff, gravierende Herstellungsmängel (geringe Betonüberdeckung, Kiesnester) festgestellt. Zudem wurden Hinweise gefunden, dass dem Beton zur Beschleunigung der Erhärtung grössere Menge Chloride zugegeben wurden, was eigentlich bereits seit 1958 verboten war.

Das Jahr 1962 markierte in Deutschland einen Wendepunkt [Rauen 1988]. Eine intensive Forschungstätigkeit nahm ihren Anfang. Im Rahmen dieser Forschungsarbeiten erkannte man auch, dass Schwefelwasserstoff (H_2S) oder Sulfid (S^{2-}) und andere Stoffe als Promotoren für die Wasserstoffversprödung wirken können und vergütete Stähle (z.B. Sigma- und Neptun-Stahl) besonders empfindlich auf wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion sind. Die Forschungsarbeiten widmeten sich auch der Frage der bestmöglichen Prüfung und der schädigenden Wirkung von „Blutwasser“ in den Hüllrohren.

In [Nürnberger 1998] wird über diverse Schäden an Spannstählen bei Brücken und bei einigen anderen Bauwerken (z.B. ein Laborgebäude Mannheim, eine Fertigungshalle Schrobenhausen) berichtet. Im Folgenden werden vier der beschriebenen Schadenfälle bei Brücken herausgegriffen. Für weitere Informationen sei auf den genannten Bericht verwiesen, der in den wesentlichsten Teilen auch als Publikation des fib veröffentlicht wurde [fib 2003b].

Bei dem in den Jahren 1959 bis 1961 erstellten Kreuzungsbauwerk Berlin-Schmargendorf wurden 1969 bis zu 2.5 mm breite Schubrisse infolge einer viel zu geringen Schubbewehrung beobachtet. Die damals durchgeführte Instandsetzung war aber, wie sich 1977/78 zeigte, nicht erfolgreich. Die 1970 ohne Verbund eingebauten vertikalen Spannglieder zeigten relativ hohe Verluste an Vorspannkraft. Die Brücke wies aber noch weitere Mängel auf:

- unvollständig verpresste Spannglieder; in Teilbereichen waren bis zu 20% der Spannglieder ohne zementöses Füllgut
- angerostete Spannstähle mit Anrissen bis 350 μm
- grossflächig zu geringe Betonüberdeckung
- chloridkontaminierter Beton infolge Tausalzeintrag
- Durchfeuchtung des Konstruktionsbetons wegen undichter Fahrbahnübergänge und undichter Entwässerungsrinnen.

Die Brücke wurde in der Folge abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt. Weitere Details sind in [Franz 1980] zu finden.

Beim Brückenbauwerk Autobahnkreuz Nürnberg Süd (Baujahr 1975 bis 1978) waren an dem 18 Jahre alten Bauwerk Risse in der Feldmitte festgestellt worden. Die Ursache wurde auf die Holzeinlagen, die zum Verschiessen von Löchern in den Hüllrohren der Spannglieder in den vorgespannten Betonfertigteilträgern dienten, zurückgeführt. Der direkte Kontakt zum Holz führte zu starker Korrosion an den Hüllrohren und bei den Einzelspanngliedern (\varnothing 36 mm) zu einem extrem starken Korrosionsabtrag und Anrissen infolge der besonders hohen Wasserstoffempfindlichkeit des verwendeten Spannstahls („Überfestigkeit“). In Einzelfällen waren beide Spannstähle eines einzelnen Trägers gebrochen. Die Brücke wurde abgerissen und durch eine neue ersetzt.

Bei der Muckbachtalbrücke BAB 81 Würzburg-Heilbronn (Baujahr 1970 bis 1971) konnte über etwa 25 Jahre lang chloridhaltiges Wasser aus den undichten Rohrleitungen der Brückenentwässerung an die Innen- und Aussenseiten der Längsträger sowie in die angrenzende Bodenplatte des Kastens gelangen. Eine starke Aufkonzentration an Chloriden und dadurch ausgelöste Korrosionsangriffe an der schlaffen sowie an der Spannbewehrung (4x2 Spannglieder mit 12 Drähten à 12 mm) waren die Folge. In einem Fall waren bei vier auf der Steginnenseite freige-

legten Spanngliedern insgesamt 12 Drähte gebrochen. Die übrigen noch tragenden Drähte waren durch Korrosion derart geschädigt, dass ein zukünftiges Versagen angenommen werden musste. Die betroffenen Stege wurden instand gesetzt (Abtrag des chloridhaltigen Betons und Reprofilierung). Zudem wurde die Brücke mit zusätzlichen externen Spanngliedern verstärkt.

Der bisher einzige Schadenfall, bei dem Ermüdung und Schwingungsrissskorrosion an den Spannstählen beobachtet wurde, betraf die etwa 1956 gebaute Hochstrasse im Heerdter Dreieck in Düsseldorf. Für die Vorspannung wurde Spannstahl St 85/105 (alte Bezeichnung), Ø 26 mm, verwendet. Das 1976 festgestellte Schadensbild zeigte im Bereich der Koppelfugen Risse mit Rissbreiten bis zu 2 mm. Offenbar waren Spannglieder wegen Ermüdung in den Koppelfugen (zu grosse Schwingbreite, zu geringe Betonstahlbewehrung in der Fuge) und Schwingungsrissskorrosion (Korrosion des Spannstahls in den gebildeten Rissen im Beton) gebrochen. Das Normenwerk wurde daraufhin angepasst.

Die 1969 erstellte Talbrücke Haiger (BAB 45 Dortmund-Giessen) wurde wegen diverser Mängel und Schäden (geringe Betonüberdeckung, Risse, unverpresste Spannglieder, Korrosionsschäden an den Entwässerungsleitungen) 1999 abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt [BAST 2002]. An einem herausgeschnittenen Teilstück der Fahrbahnplatte im Bereich einer Koppelfuge sowie einem Teilstück eines Längsträgers wurden danach die Anwendbarkeit und Aussagekraft verschiedener zerstörungsfreier Prüfverfahren untersucht (Georadar, Impact-Echo, Ultraschallecho). Entgegen den bisherigen Erfahrungen in der Schweiz und in anderen Ländern kam man zum Schluss, dass diese Prüfverfahren zur Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen praktisch eingesetzt werden können. Die Ursachen von Schäden an Koppelfugen wurden bereits früher diskutiert und verschiedene Massnahmen vorgestellt (z.B. Berücksichtigung grösserer Temperaturdifferenzen als bisher und stärkere Bewehrung mit mehr schlaffer Bewehrung bei neuen sowie Verpressen der Risse in den Koppelfugen bei bestehenden Bauten) (siehe hierzu z.B. [Kordina 1979, Havaresch 2000, Iványi 2002, Fritsche 2004]).

Weitere einzelne Mängel und Schäden an Spannbetonbauten sind in den Dokumentationen des Bundesministeriums für Verkehr beschrieben [BV 1982, 1990 und 1994]. In der Dokumentation von 1994 sind unter der Kennziffer 15004 gravierende Korrosionsschäden an der Vorspannung einer 1949 erstellten Brücke, die lange Zeit ohne Abdichtung in Gebrauch war, dargestellt. Die Vorspannung im Durchlaufträger bestand aus 7 Spanngliedern mit 60 bzw. 70 7-drähtigen Litzen (Ø 2.5 mm) in einem rechteckigen Blechkanal. Die Spannglieder wurden an den Brückenden halbkreisförmig um Spann- und Verankerungsblöcke geführt (System Baur-Leonhardt). Anfangs der 1980er-Jahre wurde die Verbreiterung des Strassenabschnitts geplant. Auf Grund der Vermutung, dass die Vorspannung durch Korrosion geschädigt sein könnte, wurde die alte Brücke durch eine neue ersetzt. Im Rahmen des Abbruchs konnte die alte Brücke genauer untersucht werden. Bei einem der sieben Spannglieder war die Injektion im Bereiche des Hochpunktes mangelhaft. Die eingedrunghenen Chloride verursachten an den Litzen erhebliche Querschnittsverluste (bis 100%). Bei den durchgeführten Laborversuchen konnten keine Hinweise auf Spannungsrissskorrosion gefunden werden.

Bei der Vorlandbrücke zur Mainbrücke Hochheim (Baujahr 1963/65) wurden 1981 am Steg eines aussen liegenden Hauptträgers zwischen zwei Pfeilerachsen Risse entdeckt, die jeweils parallel zu 3 Spanngliedern verliefen [BV 1990, Kennziffer D 050609]. Die Untersuchungen zeigten, dass die Spannglieder an diesen Stellen nicht verfüllt waren und einzelne Spanndrähte (ovaler, quer gerippter, vergüteter Stahl) nicht mehr gespannt waren sowie Flugrost und bis 1.5 mm tiefe Korrosionsnarben aufwiesen (**Bild 2.36**). Wegen der grossen Empfindlichkeit dieses Spannstahls gegenüber Wasserstoffversprödung wurde die Brücke sehr detailliert untersucht. Bei dieser Überprüfung wurden weitere 29 nicht verpresste Stellen gefunden, wobei im schlechtesten Fall nur ein einziges Spannglied je Hauptträger Mängel aufwies. Auf Grund dieser Ergebnisse konnte man sich auf die Instandsetzung des gerissenen Trägers konzentrieren (Seilunterspannung des geschädigten Brückenfeldes). Die gefundenen unverpressten Stellen in den übrigen Spanngliedern wurden im Vakuumverfahren nachverpresst.



Bild 2.36

Unverpresste Spannglieder bei der Mainbrücke Hochheim nach dem Öffnen. Die Drähte des unteren Spanngliedes waren nicht mehr gespannt [BV 1990].

Die Hauptträger des 1962/64 erbauten Rampenbauwerks zur Herrenbrücke in Lübeck sind extrem dünn: bei einer Höhe von etwa 3 m reiner Steghöhe beträgt deren Breite unten nur 34 cm und oben 41 cm. Je Steg sind 17 Spannglieder eingelegt [BV 1982, Kennziffer 16102 und BV 1990, Kennziffer D 050611]. Eine Vielzahl von Spanngliedern wurde beim Bau der Brücke nicht ordnungsgemäss mit zementösem Füllgut verpresst. Auf diesen Mangel aufmerksam wurde man, da sich in den Trägern Risse bildeten. Ab 1973 wurde ein Risskataster erstellt und jährlich aktualisiert. Im Laufe der Jahre nahm die Rissbildung zu. Bei einem Teil der Risse konnte eine Korrosion der Spannglieder und Bewehrung erkannt werden. Untersuchungen zeigten, dass mindestens 25% aller Spannglieder nicht mit Füllgut verpresst waren. Auf Grund der Resultate wurde die Brücke zurückgestuft und verstärkt. Zunächst wurden die Spannglieder nachträglich verpresst. Zu einem späteren Zeitpunkt wurden in der Mitte der einzelnen Felder Hilfsstützen eingebaut. Dabei ging man davon aus, dass zu dieser Zeit höchstens 20% aller Spannglieder ausgefallen waren.

Ein besonderer Schadenfall trat bei der Rheinbrücke Bonn-Nord (Baujahr 1964/67) an vertikalen Spanngliedern auf [BV 1990, Kennziffer F 080101]. Sie bestanden aus 8 m langen Einzelstab-Spanngliedern (\varnothing 32 mm) und 4,5 m langen Seilen und wurden für die Verankerung des Pylons und der Schrägseile eingesetzt. Die Verankerung liegt auf der Höhe der schwankenden Wasserstände des Rheins. Es war vorgesehen, die Spannglieder, die zunächst frei in Hüllrohren eingebaut waren, mit zementösem Füllgut als Korrosionsschutz von oben her zu verpresen. Dies hatte sich bereits beim Bau als nicht sachgemäss ausführbar erweisen. Viele Spannglieder konnten nicht fachgerecht verpresst werden. Diese wurden zum Schutz gegen Korrosion mit Natrium-Nitrit verfüllt. Bei der Überprüfung 1977 wurde bei einzelnen Spanngliedern die Spannung abgelassen und der obere Teil frei gelegt. Dabei zeigte sich, dass die Natrium-Nitrit-Verfüllung und damit auch der angestrebte Korrosionsschutz nicht mehr vorhanden waren. Die Spannglieder wurden im Rahmen der Instandsetzung mit einer Kombination von Verguss- und Vakuumverfahren mit einem speziellen Füllgut (polyamidgehärtetes Epoxidharz mit einem Gemisch von Bleimennige und Bariumsulfat) verpresst. Es wird seither empfohlen, beim Verpresen von Spannkanälen, das Füllgut stets vom Tiefpunkt der Spannglieder her einzupressen. Dort wo dies möglich ist, sollten Korrosionsschutzsysteme gewählt werden, wie sie bei Dauerankern oder bei Spanngliedern ohne Verbund eingesetzt werden.

In den 1990er-Jahren traten weitere, teils gravierende Schäden an Brücken und Einstürze auf [Wölfel 1992, Isecke 1995, Nürnberger 1992, 1995, 1997, 1998]. Bei den meisten Fällen waren nachweislich wasserstoffempfindliche Spannstähle (schlussvergütete Sigma-, Neptun- oder Henningsdorfer-Spannstahl) verwendet worden. Diese Stähle gibt es gemäss [Bertram 2002] seit den 1978 verschärften Anforderungen an Herstellung, Prüfung und Einbau von Spannstählen nicht mehr.

Die Schäden an Spannbetonbauten waren mehrmals in die Schlagzeilen der deutschen Medien geraten, so erneut 1995, als der Spiegel mit der Schlagzeile „Ein gewisses Gottvertrauen“ auf die Probleme bei der Spannbetonbauweise hinwies [Spiegel 1995]. Dabei wurde auch der Teileinsturz einer im Bau befindlichen Autobahnbrücke erwähnt. Der Überbau versagte beim Einschleichen wegen einem zu geringen Querkraftwiderstand. Dies erhöhte den Druck auf die verantwortlichen Ämter.

Im Oktober 1998 wurde an der Universität Karlsruhe ein Workshop über die externe und verbundlose Vorspannung bei Segmentbrücken durchgeführt [Eibl 1998]. Dabei wurden die dafür eingesetzten Spannsysteme und einzelne Anwendungen vorgestellt.

Um weitere Schäden an Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund zu vermeiden, wurde in Deutschland im Jahre 1998 vom Bundesministerium für Verkehr die „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ eingeführt [BV 1998, 1999, Standfuss 1999]. Diese gilt für den Neubau von Brücken mit Kastenquerschnitten. Sie erlaubt zwei Varianten:

1. Die Spannglieder werden alle extern geführt.
2. Die Spannglieder werden sowohl im Betonquerschnitt mit nachträglichem Verbund als auch extern angeordnet (Mischbauweise). In diesem Falle dürfen jedoch die internen Spannglieder nur in der Fahrbahn- und Bodenplatte liegen.

Die Richtlinie beschränkt die Spannkraft und Länge der extern geführten Spannglieder und verlangt, dass an jedem Steg zusätzliche externe Spannglieder zur später evtl. erforderlichen Verstärkung und Instandsetzung vorzusehen sind.

Diese Vorgaben bedeuteten eine radikale Änderung. Gemäss [Fritsche 2004] ist die externe Führung der Spannglieder nur bei Brücken mit Kastenquerschnitten wirtschaftlich, nicht aber für die grosse Anzahl von Brücken mit Plattenbalken oder Vollplatten. Es sei hier angemerkt, dass auch in Japan eine ähnliche Entscheidung durch die Japan Highway Public Corporation getroffen wurde [Mutsuyoshi 2001]. Weitere Information über den aktuellen Stand der Diskussionen in Deutschland können [Haveresch 2004, Heiler 2004] entnommen werden.

Schon mit der Einführung der DIN 4227 Teil 1 im Jahre 1995 wurde ein neues Bewehrungskonzept für Spannbetonbauwerke gefordert mit der Zielsetzung, die Robustheit und Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken zu erhöhen [BV 1998, Nürnberger 1999]. Dabei sollte u.a. die so genannte Robustheitsbewehrung ein plötzliches Versagen ohne Vorankündigung bei einem eventuellen Spannstahlausfall ausschliessen. Zu dieser Frage liegt ein Bericht von König vor [König 1996]. Darin werden die Auswirkungen des Ausfalls einer zunehmenden Zahl von Einzeldrähten und Spanngliedern auf das Verformungsverhalten von Balken studiert. Untersuchungen zum Ausfall von Spanngliedern bei Bauwerken mit verbundloser Vorspannung wurde von [Fritsche 2004] durchgeführt.

Umfangreiche Untersuchungen an den Spannverankerungen der Spannglieder von drei Strassenbrücken in München konnten im Rahmen der Instandsetzung durchgeführt werden [Sodeikat 2004]. Die vorgefundenen Korrosionsschäden **Bilder 2.37 und 2.38** zeigen die Folgen der von aussen eingedrungenen Chloride und der Kondenswasserbildung innerhalb nicht vollständig verpresster Spannanker. Auf die Schwachstellen der Spanngliedverankerungen wird in **Kapitel 2.7.7** näher eingegangen.



a)



b)

Bild 2.37 *Brücke Seehauszufahrt am Mittleren Ring in München-Schwabing (Baujahr 1963): a) Spannanker mit Lochfrasskorrosion an den Spanndrahtenden und der Ankerkonstruktion infolge Tausalzangriff und b) Ausgebauter und aufgeschnittener Spannanker. Die Spanndrähte vor der Klemmung (nicht lastabtragender Bereich) waren stark durch Lochfrass geschädigt, im Bereich der Klemmung und hinter der Klemmung (lastabtragender Bereich) waren keine Korrosionsschäden mehr erkennbar [Sodeikat 2004].*



a)

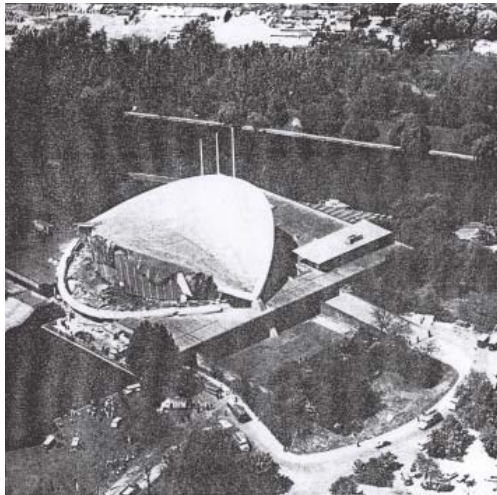


b)

Bild 2.38 *Brücke Oberföhringerstrasse über den Mittleren Ring München-Bogenhausen (Baujahr 1959): a) frei gestrahlte Spannverankerungen; das Abdeckplättchen, des obersten linken Spannankers fehlte gänzlich. Die Abdeckplättchen, die das Herauslaufen des noch nicht erhärteten zementösen Füllgutes nach dem Verpressvorgang hätten verhindern sollen, waren häufig verbogen oder fehlten ganz. Das Füllgut war in diesen Fällen im oberen Bereich des Ankerkopfes nicht vorhanden, d.h., die oberen Spannglieder waren nicht mit Füllgut umgeben, sondern lagen frei und b) freigelegter Spannanker mit deutlichen Korrosionsschäden [Sodeikat 2004].*

Zu den in Deutschland aufgetretenen Schäden an vorgespannten Bauten wie auch zur Frage der Robustheitsbewehrung äusserte sich 1998 auch die FIP-Kommission 2 (heutige Kommission 9 der fib) [FIP 1998]. Sie stellte fest, dass nach ihren Kenntnissen bei den aufgetretenen Schäden überwiegend schlussvergütete Spanndrähte (Sigma, Neptun, Henningsdorf) im Einsatz waren. Sie verwies darauf, dass diese Problematik schon 1955 erkannt worden sei und dass seither mit Ausnahme von Deutschland in den meisten europäischen Ländern wie auch z.B. in den USA für Spanndrähte nur noch kalt gezogene Produkte zugelassen waren. Sie empfahl weiter, diesen Stahl nicht in die Europäische Norm EN 10138 aufzunehmen. Diese Auffassung wird von der verantwortlichen europäischen Normenkommission geteilt (ECISS/TC 19/SC 2).

Neben den vorstehend erwähnten Schäden war der Teileinsturz der 23 Jahre alten Kongresshalle in Berlin im Jahre 1980 der wohl spektakulärste Schaden im Spannbetonbau in Deutschland (**Bild 2.39**) [VDI 1980, Hundt 1983, Nürnberger 1998]. Dabei wurden fünf Menschen schwer verletzt. Einer der Betroffenen erlag später seinen Verletzungen [VDI 1980]. Es muss betont werden, dass es sich bei diesem Bauwerk nicht um eine typische Spannbetonkonstruktion handelte.



a)



b)



c)



d)

Bild 2.39 Kongresshalle Berlin nach dem Einsturz (a bis c) und nach dem Wiederaufbau (d). Bild a): [VDI 1980], Bilder b) bis d): [Int 2004h].

Verantwortlich für den Einsturz waren in erster Linie korrosionsauslösende und –fördernde Bedingungen im Teilbereich der Dachkonstruktion. Dabei waren die spezielle Konstruktion des Dachtragwerkes mit nicht zweckmässigen konstruktiven Lösungen, Fehler bei der Ausführung (Termindruck) und nicht eingerechnete Einwirkungen aus z.B. Wind und Temperatur sowie die Verwendung eines höchst rissempfindlichen Spannstahls (Sigma-Stahl) die Hauptursachen für den Einsturz. Es wurde vermutet, dass das Zusammenspiel dieser Fehler und Mängel schon von Beginn an zu einer zunehmenden Zahl von Spannstahlbrüchen führte. Weitere Details können den erwähnten Publikationen entnommen werden. Die Kongresshalle wurde „postkartengetreu“ wieder aufgebaut und 1987 wiedereröffnet. Beim Wiederaufbau wurde das Tragsystem geändert. Die Kongresshalle ist heute unter dem Namen „Haus der Kulturen der Welt“ bekannt.

Die Problematik des Sulfidgehaltes von Zementen war dann in den 1990er-Jahren beim Einsatz von Hochofenzement für vorgespannte Bauteile erneut aktuell [Gunkel 1996, Schiessl 2000], da diese Zementart für die Spannbettvorspannung nicht zugelassen war. Dieses Verbot spielte lange Zeit keine Rolle, da der langsam erhärtende Zement für die Fertigteilhersteller nicht interessant war. Dies änderte sich, als sich dieses Verbot auch auf Bauwerke mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund auszuwirken drohte. Grund hierfür war, dass das Bundesministerium für Verkehr bei den Anforderungen keine Unterscheidung mehr zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund machte. Dies löste entsprechende Forschungsarbeiten aus. Das Verbot wurde dann im Jahre 2000 aufgehoben, nachdem entsprechende Nachweise vorgelegt werden konnten. Ähnlich war die Situation bei der Flugasche, die als Zusatzstoff für die Spannbettvorspannung nicht zugelassen war [Schiessl 1996]. Das DIBt gestattete auf Grund der entsprechenden Versuchsergebnisse die Verwendung von Flugasche für die Spannbettvorspannung.

Frankreich

In [Matt 1989a, Rimboeuf 1980] wird auf eine 1962 erbaute Brücke über den Fluss Azergues in Frankreich eingegangen, bei der anlässlich einer Inspektion 1972 Risse vorgefunden wurden. Fünf Jahre später wurde eine Schadenszunahme festgestellt. Danach wurde die Brücke genauer untersucht. Von den 144 mit Röntgenstrahlen untersuchten Spanngliedern waren:

- 16 Spannglieder vollständig injiziert
- 38 Spannglieder unvollständig injiziert
- 80 Spannglieder nicht injiziert
- 10 Spannglieder weder gespannt noch injiziert.

Wegen den erheblichen Korrosionsschäden mit Spannstahlbrüchen, die u.a. durch eingedrungene Chloride verursacht worden waren, musste die Brücke abgebrochen und durch eine neue ersetzt werden.

Bei der Brücke über den Drôme (Baujahr 1965) zwischen Loriol und Valence waren etwa 30% der Spannglieder der Träger schlecht oder nicht verfüllt und Spanndrähte wegen Spannungsrisskorrosion infolge der Anwesenheit von Wasser im Spannglied gebrochen [Faure 2001]. Dies ging aus detaillierten Untersuchungen (u.a. mittels Röntgendurchstrahlung) 1998/99 hervor. Die Brücke wurde mit kohlefaserverstärktem Kunststoff verstärkt.

Aus dem in [fib 2001b] publizierten Bericht über die Dauerhaftigkeit von vorgespannten Nationalstrassenbrücken in Frankreich geht hervor [Godart 2001], dass Stahl- und Spannbetonbrücken eine ähnliche Schadenhäufigkeit aufweisen und dass vorgespannte Kastenbrücken schadenanfälliger sind als anderen Brückentypen (**Tabelle 2.9**). Das eher schlechtere Verhalten von vorgespannten Brücken mit nachträglichem Verbund im Vergleich zu jenen mit direktem Verbund wird auf die mit der Injektion der Hüllrohre verbundenen Risiken zurückgeführt.

| Art der Vorspannung | Konstruktion der Brücken | Schadenkategorie (Flächenprozent) | | | | |
|----------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----|----|----|----|
| | | 1 | 2 | 2E | 3 | 3U |
| mit nachträglichem Verbund | Platten | 8 | 44 | 37 | 9 | 1 |
| | vorfabrizierte Träger | 4 | 33 | 39 | 19 | 4 |
| | Plattenbalken in Ortbeton | 3 | 25 | 35 | 34 | 3 |
| | Hohlkasten | 7 | 24 | 34 | 18 | 16 |
| | Andere | 4 | 51 | 19 | 26 | 0 |
| Spannbett | im Spannbett hergestellte Träger | 8 | 62 | 24 | 7 | 0 |

Tabelle 2.9 Prozentuale Flächenanteile der Schadenkategorien der verschiedenen Brücken [Godart 2001]. Schadenkategorien:

- 1: guter Zustand
 2: geringfügige Mängel
 3: schwerwiegende Mängel
- 2E: wie 2, dringender Unterhalt erforderlich
 3U: wie 3, dringende Instandsetzung erforderlich

Gemäss der genannten Arbeit sind eine unzulängliche Dichtigkeit der Fahrbahnplatte (fehlende oder undichte Abdichtung, Risse, poröser Beton, undichte Fugen), eine unvollständige Verfüllung der Spannglieder und ein ungenügender Schutz der Verankerungen die wichtigsten Ursachen für Schäden an der Vorspannung. Festgestellt wurde auch, dass eine unvollständige Verfüllung der Spannkanäle alleine nicht zu Korrosionsschäden an den Spannstäben geführt hat. Für die Korrosion wird Wasser benötigt.

Bisher wurden gemäss [Godart 2001] in Frankreich bei Brücken noch keine Spannstahlbrüche infolge Ermüdung festgestellt.

Von 720 Brücken mit vorgespannten Trägern, die bis 1966 gebaut wurden, ist bisher noch keine einzige eingestürzt. Etwa 15 Brücken (2.1%) mussten aber wegen Korrosionsschäden an der Vorspannung abgebrochen werden. Dieses gute Ergebnis wird auf die gute Überwachung zurückgeführt.

Bei den vor 1975 erbauten Hohlkastenbrücken mit innen liegenden Spanngliedern mit nachträglichem Verbund wurden bisher kaum Korrosionsschäden gefunden. Eine Ausnahme stellt die Brücke Chazey dar (Baujahr: 1955). Sie mussten wegen erheblichen Korrosionsschäden an den Spanngliedern 1972 abgebrochen werden [Godart 2001].

Italien

Am 23. April 1999 stürzte in der Nähe von Taormina auf Sizilien die 1956 mit Fertigelementen gebaute San Stefano-Brücke der Nationalstrasse 114 plötzlich ein (**Bild 2.40**) [Proverbio 2000, 2001, 2002]. Die Nationalstrasse verläuft in diesem Abschnitt in einem Abstand von etwa 50 m zum Meer. Zum Zeitpunkt des Einsturzes war die Brücke nicht belastet bzw. befahren worden. Vorgängig gab es auch keine Schwer- oder Sondertransporte.

Die 75 m lange und 12.5 m breite Brücke bestand aus 4 Feldern mit einer Spannweite von je 18.5 m. Die einzelnen Fertigelemente wiesen eine Länge von etwa 1.50 m auf. Die für das Einziehen der Spanndrähte notwendigen Öffnungen (\varnothing 40 mm) wurden nachträglich gebohrt. Auf der Baustelle wurden die Elemente zusammengesetzt, die Spanndrähte eingezogen und gespannt und danach die Spannkanäle verfüllt. Der Querschnitt mit den 7 vorgespannten vorfabrizierten Hohlkastenträgern ist aus **Bild 2.41** ersichtlich. Die einzelnen Elemente wurden in Quer- und Längsrichtung mit Ortbeton verbunden. Die Deckenplatte war 11 cm dick und wurde vor Ort hergestellt. Die Vorspannung bestand aus 2x4 Spanngliedern. Davon enthielten 6 Spannglieder je 18 und 2 Spannglieder je 12 Drähte à 5 mm. Dies ergibt ein Flächenverhältnis vom Stahl zum Spannkanalquerschnitt von weniger als 30% bzw. 20%. Primärer Auslöser für den Einsturz

war das Versagen des meerseitigen Randträgers. Dabei öffneten sich die Mörtelfugen und die Spanndrähte wurden aus den ungenügend verfüllten Spannkanälen gezogen (**Bild 2.42**).



Bild 2.40 Brücke San Stefano, Sizilien: Baujahr 1956, Einsturz 1999 [Proverbio 2000, 2001].

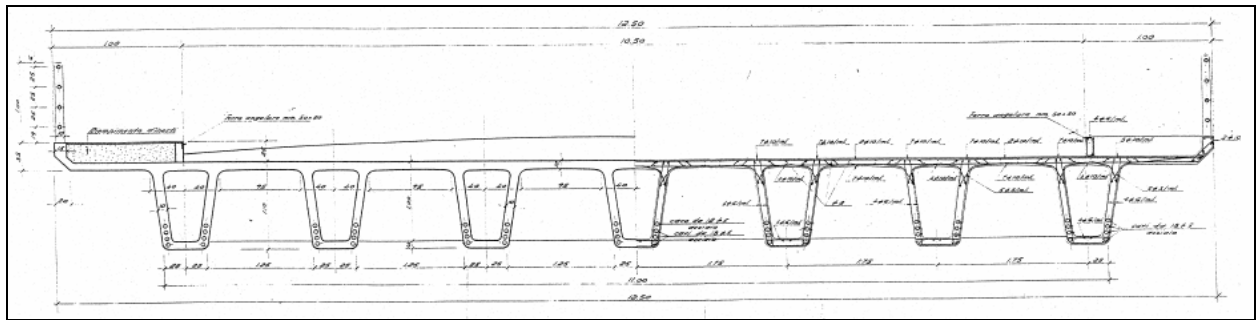


Bild 2.41 Querschnitt der Brücke San Stefano, Sizilien [Proverbio 2000, 2001].



Bild 2.42 Zerstörter Längsträger der Brücke San Stefano, Sizilien [Proverbio 2000, 2001].

Für das Versagen dieses Trägers war mit grosser Wahrscheinlichkeit chloridinduzierter Lochfrass an den Spanndrähten mit Querschnittsverlusten bis 100% verantwortlich. Korrosion an den Spanndrähten konnte aus folgenden Gründen auftreten:

- aggressive klimatische Bedingungen:
Die Brücke war wegen der Nähe zum Meer intensivem salzhaltigem Sprühnebel ausgesetzt. Wasser gelangte durch Fugen im Deckbelag und durch die Mörtelfugen zwischen den Elementen an die Spanndrähte.
- ungenügende Ausführungsqualität:
Für das Einbringen der Spanndrähte wurden die erforderlichen Kanäle nachträglich in die bereits fertigen 100 mm dicken Elemente gebohrt. Dies führte zu einer ungenauen Lage und damit auch zu einer ungenügenden bzw. variablen Überdeckung der Spanndrähte.

Die Anordnung der Bügel in der Nähe der Spannkanäle führte zu Rissen im Überdeckungs-
beton. (Anmerkung: Vermutlich wegen zur geringer Stegbreite bzw. zu geringer Betonüber-
deckung.)

Die visuelle Kontrolle nach dem Einsturz ergab, dass die Spannkanäle nicht bzw. sehr un-
vollständig verfüllt waren.

Für das Verfüllen der Fugen zwischen den Elementen wurde offenbar kein ausreichend dichter
Mörtel verwendet.

- fehlende Überwachung
Obwohl grundsätzlich vorgesehen, wurde die Brücke nicht bzw. nicht regelmässig über-
wacht. Anzeichen von Schäden (z.B. Längsrisse und Abplatzungen) wären durchaus vor-
handen gewesen, wie die nachträglichen Untersuchungen zeigten.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden weiter folgende Feststellungen und Beobachtungen
gemacht:

- Spannstahl: kalt gezogener C-Stahl, 0.2%-Fließgrenze um $1'600 \text{ N/mm}^2$, Zugfestigkeit um $1'800 \text{ N/mm}^2$
- Druckfestigkeit des Betons: etwa 50 N/mm^2
- ungleichmässige Überdeckung der Bewehrung, teilweise $<10 \text{ mm}$
- breite Längsrisse beim meerseitigen Träger
- uneinheitlicher Korrosionszustand der Spanndrähte: teilweise blank, teilweise Lochfrass mit Querschnittsverlusten bis zu 100%
- Chloridgehalt im Beton in einer Tiefe von 40 mm: 0.2 M.% bezogen auf den Zementgehalt beim meerseitigen Randträger, 0.1 M.% beim gegenüber liegenden Träger
- Anzeichen von Spannungsrisskorrosion an den im Labor untersuchten Spanndrähten wurden nicht gefunden.

Rechnerische Abschätzungen mit der Annahme, dass zwischen Spannstahl und Beton kein
bzw. nur ein schlechter Verbund vorhanden ist, ergaben, dass beim meerseitigen Randträger
bereits Querschnittsverluste am Spannstahl von nur 3% ausreichten, um zum Einsturz der Brücke
zu führen (zweiter Träger: 27%, dritter Träger 42%).

Neben der San Stefano-Brücke sind auf diesem Streckenabschnitt fünf weitere gleich gebaute
Brücken vorhanden. Nach dem Einsturz der San Stefano-Brücke wurde entschieden, die ein-
feldrigen Brücken abzureissen und die anderen genauer zu untersuchen und instand zu set-
zen. Der Einsturz der Brücke bewirkte in Italien ein Überdenken der Prioritäten bei der Instand-
setzung und eine erhöhte Aufmerksamkeit bei der Überwachung von Brücken.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Schutz der Spannstähle durch eine ausreichend dicke und dichte Überdeckung sowie die Verfüllung der Spannkanäle mangelhaft war. Dieser Mangel wurde durch die Elementbauweise mit den vielen Fugen noch verstärkt. Wegen der fehlenden Überwachung wurden keine Massnahmen ergriffen, obwohl deutliche Anzeichen von Schäden (Risse und Abplatzungen) vorhanden waren.

Grossbritannien

In [ASBI 2000, Woodward 2001] wird der Einsturz von zwei Fussgängerbrücken in den 1960er-Jahren erwähnt. Eine davon war die Bickton Meadows Fussgängerbrücke in Hampshire (1967). Beide Brücken waren gemäss [Woodward 2001] in der Segmentbauweise erstellt und stürzten ohne Anzeichen von Schäden unter ihrem eigenen Gewicht plötzlich ein. Eine ähnliche Brücke musste 7 Jahre nach dem Bau einer neuen Brücke weichen. Dabei wurden stark korrodierte Spannglieder gefunden, was auf Mängel beim zementösen Füllgut zurückgeführt wurde. Weitere detaillierte Unterlagen zu diesen Brücken sind nicht verfügbar.

Erste Probleme mit einer grösseren Brücke wurden in den frühen 1970er-Jahren festgestellt. Die Träger der 1961 erbauten Brücke zeigten Risse entlang der Spannglieder. Bei den durchgeführten Öffnungen wurden Hohlstellen mit Wasser und gerissene Spanndrähte gefunden [Woodward 2001, Concrete 2002]. Bei den nachfolgenden Untersuchungen an 12 Brücken (Baujahr: 1958 bis 1977) wurden bei über 50% der untersuchten Spannglieder Hohlräume festgestellt. Nur bei einer Brücke wurden keine Fehlstellen im Füllgut beobachtet. Die festgestellten Hohlräume traten gehäuft bei den Hochpunkten auf. In den 1980er-Jahren wurden bei einer zunehmenden Zahl von Brücken Schäden (undichte Dilatationsfugen, Elementfugen, Abplatzungen, Korrosion an den Spanngliedern etc.) beobachtet.

Am 4. Dezember 1985 stürzte die Ynis-y-Gwas Brücke in West Glamorgan in Wales ohne Vorankündigung ein (**Bilder 2.43 bis 2.45**). Der Einsturz der 1953 in Segmentbauweise erstellten Brücke war eindeutig auf das Versagen von Spanngliedern zurückzuführen [Matt 1994, PIARC 1999, Woodward 2001]. Chloridhaltiges Wasser konnte in die Fugen der in Längs- und Querrichtung zusammen gespannten Elemente eindringen und bis an die Spannglieder gelangen (**Bild 2.44**). Ungünstig war zudem, dass die Spannglieder erhebliche Injektionsmängel aufwiesen. In [Matt 1994, PIARC 1999] sind weitere Details zum Bauwerk zu finden.

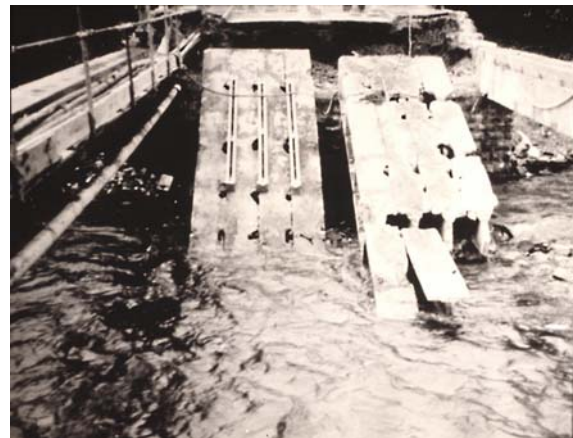


Bild 2.43 Ynis-y-Gwas-Brücke nach dem Einsturz 1985. Linkes Bild [PIARC 1999].

**Bild 2.44**

Karton-Umhüllung der Spannglieder in den Elementfugen bei der Ynis-y-Gwas-Brücke [PIARC 1999].

**Bild 2.45** Korrosionsschäden am Spannstahl bei der Ynis-y-Gwas-Brücke [PIARC 1999].

In den späten 1980er- und frühen 1990er-Jahren wurden bei etwa einem Dutzend weiterer Brücken erhebliche Korrosionsschäden entdeckt, die umfangreiche Instandsetzungen notwendig machten [Woodward 2001].

Nach dem Einsturz der Ynis-y-Gwas-Brücke 1985 und nachdem festgestellt werden musste, dass die Inspektion und Beurteilung des Zustandes der Vorspannung, insbesondere auch des Verfüllungsgrades, schwierig ist und Schäden eher zufällig entdeckt werden (können), sprach das britische Department of Transport 1992 ein temporäres Verbot gegen die Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bei neuen Brücken aus [Matt 1994, Raiss 1995, Sommerville 1996, Woodward 2001]. In den folgenden Jahren wurden die Inspektionen bei vorgespannten Brücken verstärkt sowie grösseres Gewicht auf die Prüfungen auf der Baustelle und auf die vollständige Verfüllung der Hüllrohre von Spanngliedern gelegt. Parallel dazu begann eine Arbeitsgruppe der Concrete Bridge Development Group der Concrete Society die Grundlagen für eine neue Norm zu schaffen, damit das Verbot aufgehoben werden würde.

Das generelle Verbot wurde basierend auf den Empfehlungen der Concrete Society, Report No. 47 „Durable post-tensioned concrete bridges“ [Concrete 1996] anlässlich des FIP-Symposiums 1996 in London aufgehoben, es gilt aber nach wie vor für vorgefertigte Segmentbrücken mit innen liegenden Spanngliedern mit nachträglichem Verbund wegen der als Schwachstellen betrachteten Fugen [ASBI 2000, Woodward 2001, Concrete 2002].

Im Rahmen der verstärkten Inspektion wurden mehrere Hundert vorgespannte Brücken untersucht [Woodward 2001]. Die **Tabelle 2.10** zeigt die Resultate. Trotz der vorhandenen Mängel und Schäden konnte doch festgestellt werden, dass der Zustand der Brücken insgesamt gut war.

| Mangel oder Schaden, in % der untersuchten Stellen bei 447 Brücken | | | | | |
|--|----------------------|-------|--------|-------|-----------|
| Verfüllung der Spannglieder | Grösse der Hohlräume | | | | |
| | keine | klein | mittel | gross | ganz leer |
| | 56 | 14 | 9 | 9 | 12 |

| | Korrosionsangriff | | | | |
|-------------------------------------|--------------------------------|--------|--------|-------|------------|
| | kein | gering | mittel | stark | sehr stark |
| | Korrosion am Spannstahl | 48 | 42 | 7.7 | 0.7 |
| Korrosion an der Verankerung | 33.3 | 41.8 | 19.2 | 3.9 | 1.7 |

Tabelle 2.10 Ergebnisse der Inspektion von mehreren Hundert Brücken in Grossbritannien [Woodward 2001].

Belgien

Ende März 1992 stürzte in der Nähe von Gent (Belgien) die Brücke über die Melle ein (**Bilder 2.46 bis 2.49**) [Matt 1994]. Sie gehört zu einer Serie von 20 ähnlichen Brücken (Rahmenbrücken mit Druck- und Zugelementen in den Auflagerbereichen), welche als Sonderentwurf in den frühen 1950er-Jahren gebaut wurden. Korrosion an den unvollständig verfüllten Spanngliedern der Zugelemente, in die Wasser und Chloride von oben eindringen konnten, war die Ursache des Versagens. In [Matt 1994] sind weitere Details zum Bauwerk zu finden. In der Folge wurden die restlichen Brücken des gleichen Typs überprüft. Drei Brücken wurden danach gesperrt, bei einer wurde die Nutzlast reduziert. Bei einer der gesperrten Brücken waren 60% der Spannglieder durch Korrosion sehr stark geschädigt, ohne dass dies von aussen visuell oder mittels Radiographie oder Potenzialmessung festgestellt werden konnte. Die Schäden konnten nur durch das Freilegen der Spannglieder sichtbar gemacht werden.



Bild 2.46 Brücke über die Melle bei Gent, Belgien (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).

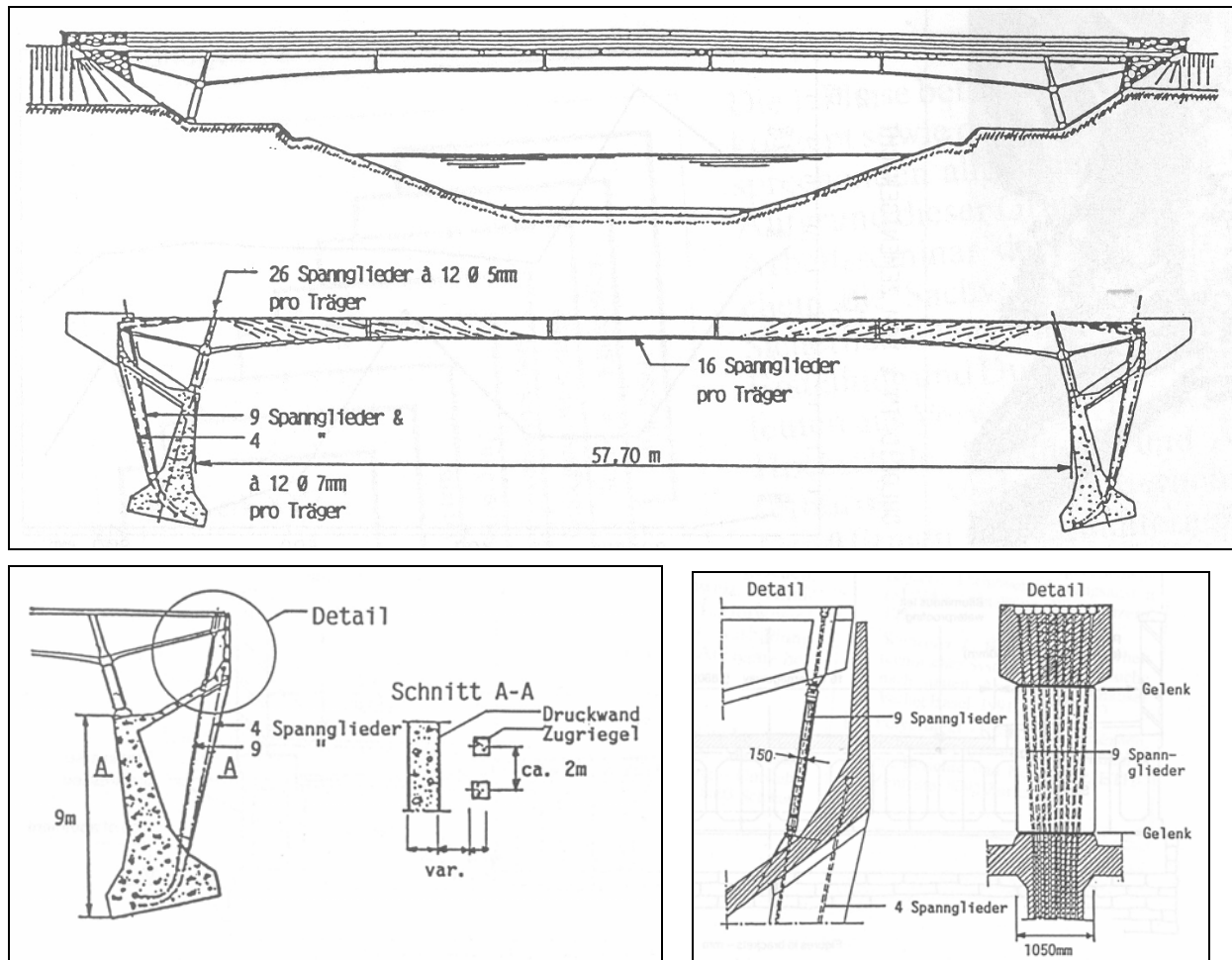


Bild 2.47 Details zur Konstruktion der Brücke über die Melle bei Gent, Belgien (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).



Bild 2.48 Details der Brücke über die Melle bei Gent, Belgien, nach dem Einsturz (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).



Bild 2.49 Details zum Zustand der Spannglieder und Spannstähle der Brücke über die Melle bei Gent, Belgien, nach dem Einsturz (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).

Jugoslawien

Im Dezember 1999 stürzte ein Teil des schneebedeckten Daches einer 1970 als Skelettbau erstellten Fabrikhalle (112x82 m) in Novi Sad (Serbien-Montenegro) plötzlich ein (**Bilder 2.50 und 2.51**) [Bodi 2002]. Dabei versagte einer der Hauptträger. Personenschäden gab es keine.

Die 20.5 m langen Hauptträger bestanden aus drei einzelnen vorgefertigten Elementen, die über die Spannglieder mit nachträglichem Verbund zusammen gespannt wurden. Die Fugen zwischen den Elementen wurden nicht ausgegossen oder auf eine andere Art geschlossen ("dry butt-joined post tensioned beams"). Diese Technologie wurde in Jugoslawien in den 1960er-Jahren häufig eingesetzt.

Die Analyse des Einsturzes ergab Folgendes:

- Die verwendeten Baustoffe entsprachen den damaligen Vorgaben und zeigten keine besonderen Alterungserscheinungen.
- Das globale Sicherheitsniveau des Systems entsprach den damaligen und heutigen Normen.
- Die vorgespannte "trockene" Fuge der einzelnen Teile der Träger war bei voller Belastung unter Zugspannung, während die nationale Norm für solche Verbindungen eine Mindestdruckspannung von 1.5 N/mm^2 fordert.
- Die "trockenen" Fugen wurden mit hoch chloridhaltigem Mörtel ausgegossen, was zur Korrosion an den Spannstählen im Fugenbereich führte.
- Der Korrosionsschutz der Spannglieder in diesem Bereich (Gummirohr als Dichtung) alterte mit der Zeit stark.

- Wegen der ungünstigen Lage des Dachaufsatzes konnte Regenwasser in die Verbindungsstellen gelangen.

Die korrosiven Bedingungen in den Verbindungsstellen bewirkten, dass bei einer Fuge 3 von 8 und bei einer andern 4 von 8 Spanngliedern korrodierten. Die restlichen Spannglieder waren dann nicht in der Lage, die zum Zeitpunkt des Einsturzes vorhandenen Schneelasten zu übernehmen.

Die verbliebenen und gefährdeten Träger wurden mittels extern angeordneter Vorspannglieder verstärkt.

Es ist hier anzumerken, dass auch in andern Ländern für vorgespannte Bauten in der Vergangenheit oft Vergussmörtel mit korrosionsfördernden Bestandteilen verwendet wurde (gemäss [Bodi 2002] z.B. auch in Ungarn).

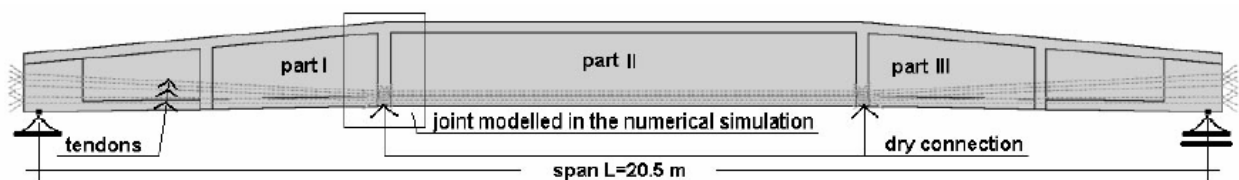


Bild 2.50 Fabrikhalle in Novi Sad, Jugoslawien (Baujahr 1970) und Ansicht an einen Träger [Bodi 2002].

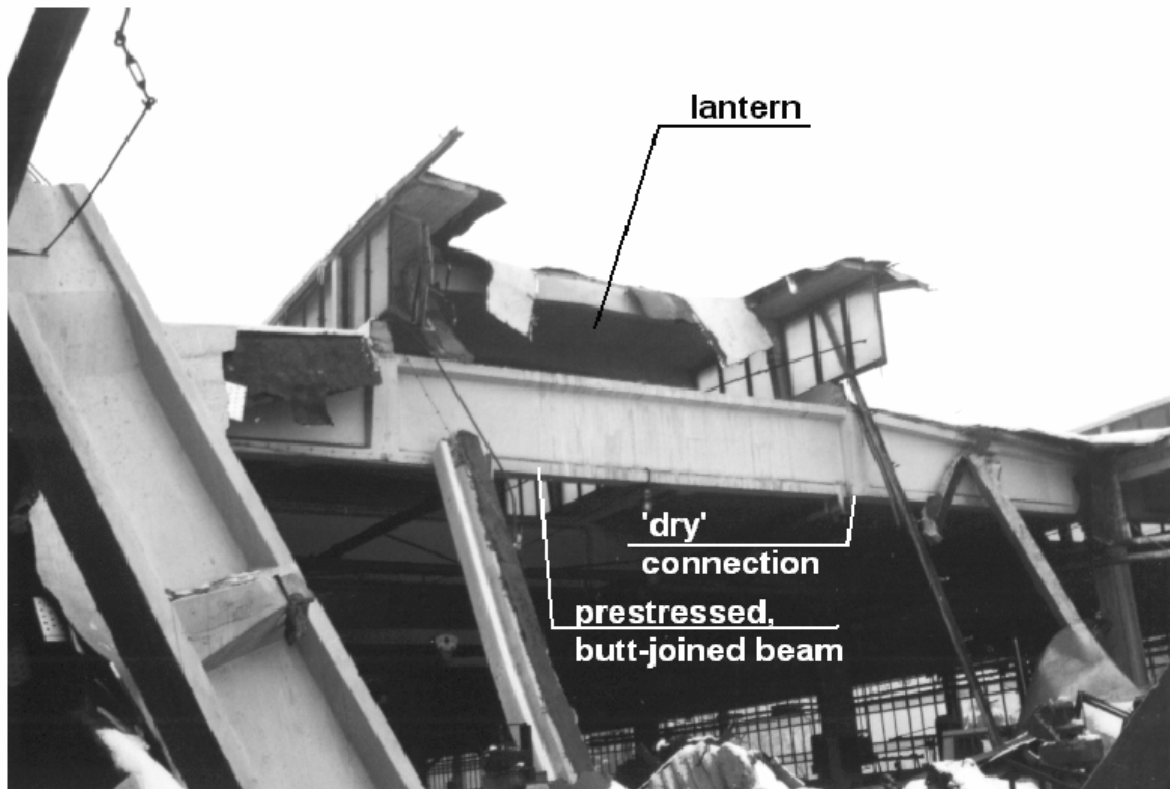


Bild 2.51 Einsturz der Fabrikhalle in Novi Sad, Jugoslawien (Serbien-Montenegro), 1999 [Bodi 2002].

Dänemark

In einer dänischen Studie über den Zustand von 51 vorgespannten Brücken in Dänemark [Henriksen 1998] kam man zu folgenden Schlussfolgerungen:

- Die Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund sind generell in einem befriedigenden Zustand
- Bei etwa 50% der untersuchten Hochpunkte waren die Spannglieder unvollständig verfüllt, bei vier Spanngliedern fehlte jegliches Füllgut.
- Die Korrosion des Hüllrohres und der Spanndrähte wird als wichtigste Schadenursache betrachtet.
- Das Fehlen von Schäden wird nicht als Indikator dafür genommen, dass die Spannglieder nicht Zerstörungserscheinungen unterliegen, sondern vielmehr als Zeichen, dass die korrosive Umgebung den Beton noch nicht erreicht hat.
- Die Dichtigkeit der Hüllrohre wird als kritisch erachtet. In einigen Fällen lagen die Spannstähe direkt am Hüllrohr an, was bedeutet, dass diese nicht im Füllgut eingebettet waren.
- Die durchgeführten Untersuchungen (vor allem der Hochpunkte und in einigen Fällen der Verankerungszonen) lässt keine Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit zu.
- Die zur Verfügung stehenden Untersuchungsmethoden sind ungenügend. Für die vorgestellten Arbeiten wurden neben der visuellen Beurteilung auch Öffnungen bis zu den Spanngliedern erstellt und die Endoskopie eingesetzt. Andere Methoden, wie z.B. Röntgenstrahlen, Ultraschall, Impact-Echo und akustische Emission werden als zu wenig aussagekräftig und als sehr teuer beurteilt.

Im Rahmen der theoretischen Überlegungen wurden in der genannten Arbeit unter der Annahme, dass das Hüllrohr undicht ist (wegen Chlorideintrag lokal durchgerostet oder wegen Verletzungen in der Bauphase, z.B. bei Kopplungen oder Verankerungen) drei mögliche Korrosionsfälle diskutiert:

- a) Hüllrohr vollständig verfüllt: Es entstehen lokale Korrosionsangriffe. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist wegen des grossen Flächenverhältnisses Kathode/Anode sehr hoch. Es kann Wasserstoff entstehen und zur Wasserstoffversprödung bei Spannstahl führen.
- b) Hüllrohr unvollständig verfüllt und mit Wasser gefüllt: Es entwickelt sich ein eher flächiger Korrosionsangriff. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist wegen der guten elektrischen Leitfähigkeit des Wassers hoch. Die einzelnen Drähte können innerhalb einer kurzen Zeit (<5 bis 10 Jahre) durchkorrodieren. Wasserstoffversprödung ist unwahrscheinlich, da der Wasserstoff neutralisiert wird.
- c) Hüllrohr ist nicht verfüllt und luftgefüllt: Es entwickelt sich ein flächiger Korrosionsangriff, ohne dass Anode und Kathode örtlich aufgetrennt werden. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird durch den Kontakt mit der schlaffen Bewehrung beschleunigt und ist abhängig vom Sauerstoffzutritt zum korrodierenden Stahl. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird beschränkt durch die verlangsamte Sauerstoffdiffusion durch den Beton. Galvanische Korrosion kann sich nicht entwickeln, da ein Elektrolyt zwischen der Anode und der möglichen Kathode fehlt. Wasserstoffversprödung ist nicht zu erwarten. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist tiefer als in den beiden anderen Fällen, darf aber nicht vernachlässigt werden.

Diese Situation ist eher theoretisch oder zumindest nur vorübergehend, ausser die Verletzungen bzw. Öffnungen im Hüllrohr sind während der Bauphase entstanden und der Beton ist trocken geblieben. Häufig dürfte das Hüllrohr wegen Korrosion undicht geworden sein und es kann sich daraus ein intensiver Korrosionsangriff entwickeln. Wenn der Hohlraum mit Wasser, das eventuell über andere undichte Stellen eindringen kann, gefüllt wird, ist die Korrosion langsam bis das Hüllrohr an dieser Stelle von innen durchrostet. Danach kann die Korrosionsgeschwindigkeit beachtlich ansteigen.

Aus diesen Überlegungen wurde geschlossen, dass

- der kritische Parameter die Dichtigkeit des Hüllrohres ist und weniger, ob das Hüllrohr vollständig verfüllt ist oder nicht.
- bei Zustandsuntersuchungen vorab Verankerungen, Fugen und Bereiche, in denen die Spannglieder nahe einer mit Chloriden beaufschlagten Oberfläche liegen, genau untersucht werden müssen.
- zum Schutze der Spannglieder besser das Wasser abgehalten wird als Nachinjektionen ausgeführt werden.
- mit der Verwendung von Kunststoffhüllrohren und der elektrischen Isolation der Spannglieder das Korrosionsrisiko deutlich reduziert werden kann.

J. Wouters [Wouters 1999] widersprach in einigen Punkten (Beurteilung des Einsatzes der Untersuchungstechniken, Beurteilung der Korrosion bei den drei dargelegten Korrosionsfällen, Wasserstoffempfindlichkeit der Spannstähle) den Ausführungen von Henriksen. Die Autoren dieses Berichts unterstützen die gemachten kritischen Anmerkungen von Wouters (siehe **Kapitel 2.7**).

Österreich

Bei der Almbrücke (Westautobahn A1) wurde festgestellt, dass ein Spannglied nicht verpresst war und etwa 30% der Spanndrähte gerissen waren [Geymayer 1984]. Als Ursache wurde wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion vermutet. Offenbar war das vorhandene Kondensationswasser hierfür ausreichend, da Chloride nicht in erheblichen Mengen vorhanden waren. Am kalt gezogenen Spannstahl aus diesem Spannglied wurde der Einfluss der Korrosionsnarben auf die mechanischen Eigenschaften untersucht. Sie wiesen eine geringere Bruchdehnung beim Zugversuch und geringere Dauerschwingfestigkeiten auf als Vergleichsproben mit ähnlichen Korrosionsnarben, aber ohne Einfluss einer Wasserstoffversprödung. Bei Dauerstandsversuchen mit dem FIP-Test zeigten die Stähle eine erhöhte Anfälligkeit für Spannungsrisskor-

rosion. Im Rahmen der Untersuchungen wurde auch die vorhandene Spannkraft gemessen (Messung der Dehnungsänderung mittels auf Spanndrähten angebrachten Dehnmessstreifen bei hoher Auflast).

Im Rahmen des Abbruchs konnte der Zustand der Spannglieder der Raacher Murbrücken detailliert untersucht werden [Geymayer 1987]. Die gemessenen wirksamen Vorspannkraft (trennen der Drähte) lag bei 90% des seinerzeit zulässigen Wertes (55% der Zugfestigkeit). Beim Abbruch wurde festgestellt, dass 5 bis 20% der Spannglieder nicht oder nur teilweise verfüllt waren. Die Hüllrohre waren teilweise angerostet, teilweise durchgerostet. Die Spannstähle wiesen neben leichten und flächigen Korrosionsangriffen auch vereinzelte bis zu 2 mm tiefe Korrosionsnarben auf. Die durchgeführten Dauerschwingversuche lieferten keine Anzeichen für eine Versprödung der Spannstähle.

In [Wicke 2002] wird im Rahmen der Abhandlung über die „Anwendung des Spannbetons“ auf die 1991 festgestellten Korrosionsschäden bei einem konzentrierten Spannglied (System Baur-Leonhardt) bei der Agerbrücke der Westautobahn A1, Objekt S 96, ein (Baujahr 1960/63) eingegangen. Schon bei der Wildbichler Innbrücke in Kufstein (Baujahr: 1966/69) war 1988 ein vergleichbarer Schaden aufgetreten [Waubke 1991, Wicke 1996, 1998, PIARC 1999, 2001]. Dort ergaben sich die folgenden Erkenntnisse:

- Korrosion kann im Kern des konzentrierten Spannglieds ablaufen, ohne dass dies von der Oberfläche des Spannstrangs aus festgestellt werden kann.
- Erst nachdem etwa ein Drittel der Litzen gebrochen war, zeichnete sich der Schaden durch Bildung eines klaffenden Risses im umhüllenden Beton ab.

Auf Grund dieser Erkenntnisse wurde die Agerbrücke mit externen Spanngliedern verstärkt, wobei vom Ausfall von 25% der bestehenden Vorspannung ausgegangen wurde. Die Kufsteinbrücke wurde in der gleichen Art instand gesetzt.

Die umfangreichen Untersuchungen an ausgebauten Litzen (\varnothing 9.3 mm mit 7 Drähte \varnothing 3.0 bis 3.2 mm, Stahl 1670/1870) von der Wildbichler Innbrücke ergaben, dass Korrosionsnarben vorab die Gleichmassdehnung und die Zugfestigkeit reduzieren. Streckgrenze, E-Modul und Dauerschwingfestigkeit werden hingegen deutlich weniger bzw. erst durch einen starken Korrosionsangriff beeinflusst [Waubke 1991]. Die Schäden an den Spanngliedern wurden durch chloridhaltiges Wasser, das durch die Fahrbahnplatte (undichte Rohrdurchführungen und Einstiegsöffnungen sowie Risse) eindringen konnte, verursacht.

Von [Eichinger 2000a,b, 2001] wurden die Ergebnisse einer umfangreichen Studie an zehn etwa 30- bis 50-jährigen Brücken der Stadt Wien vorgestellt. Dabei stand die Frage nach dem Verfüllungsgrad der Hüllrohre im Vordergrund. Im Rahmen der Arbeiten wurden an über 10'000 Stellen die Hüllrohre von 10 Brücken lokal geöffnet und der Verfüllungsgrad und der Feuchtigkeitszustand der Spannglieder sowie der Korrosionszustand der Spannstähle ermittelt. Für die Vorspannung wurden Stäbe mit einem Durchmesser von 26 oder 32 mm (Brücken Nr. 1, 2, 7 und 9) und/oder Drähte (Brücken Nr. 3, 4, 5, 6, 8, 9 und 10) verwendet. Die Ergebnisse sind in den **Bildern 2.52 bis 2.54** dargestellt.

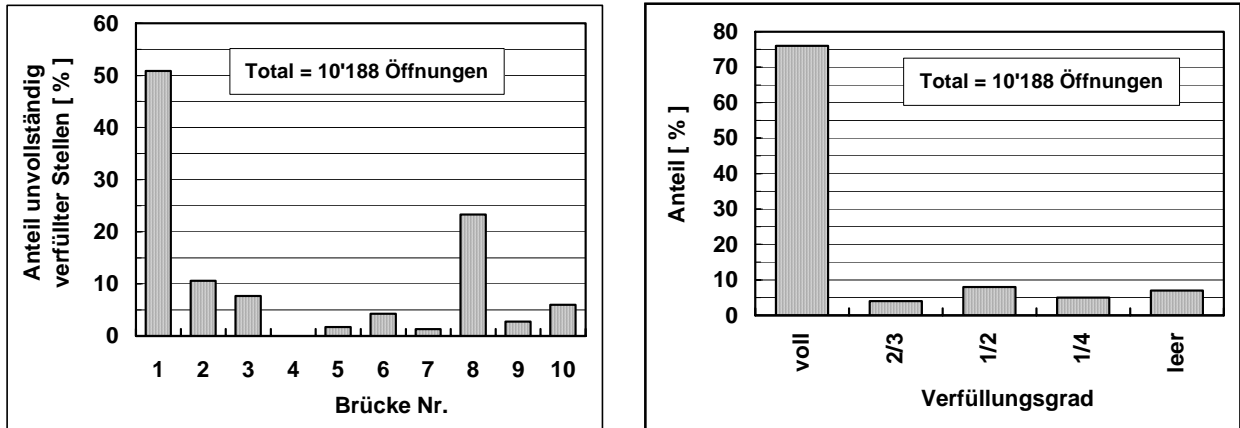


Bild 2.52 Anteil an unvollständig verfüllten Stellen in % der Anzahl Öffnungen der einzelnen Brücken (links) und anteilmässige Verteilung des Verfüllungsgrades bei den geöffneten Stellen (rechts) [Eichinger 2000a].

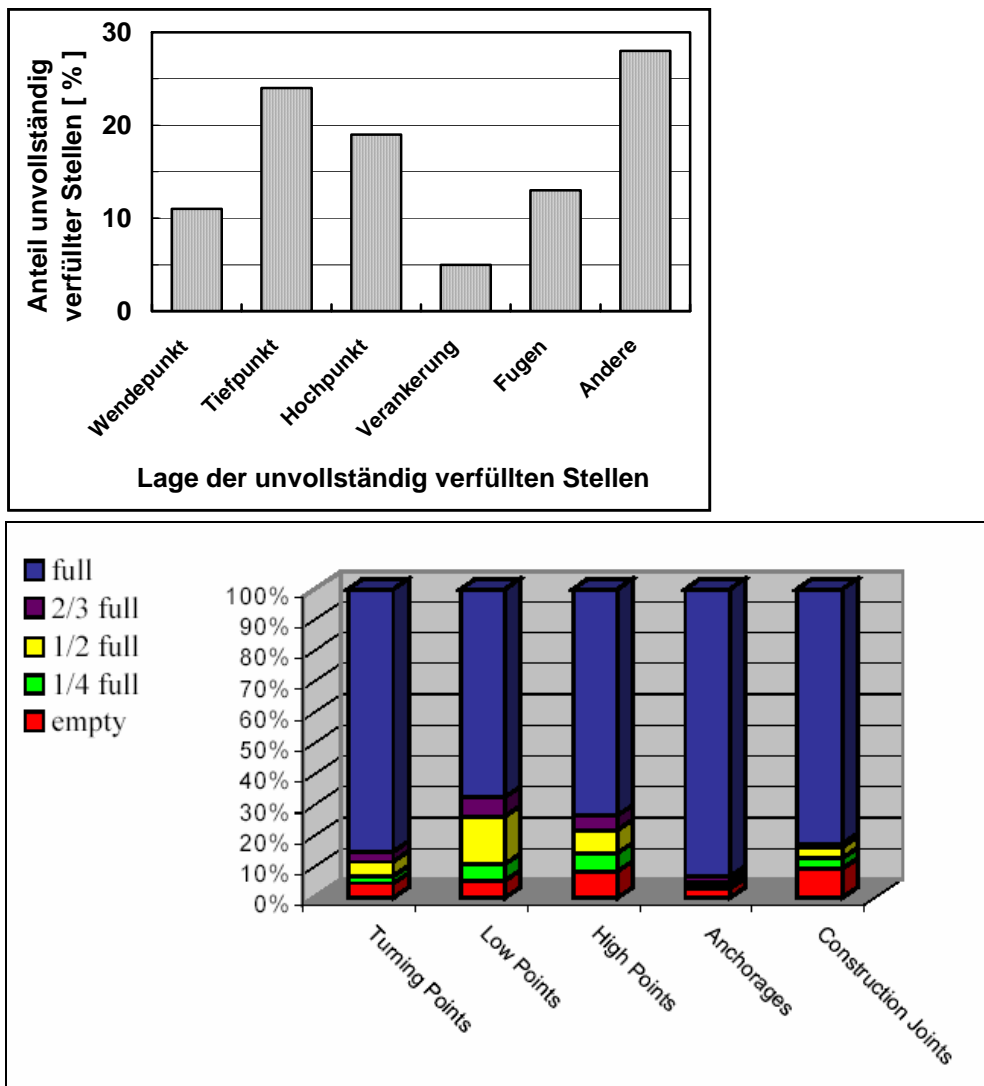
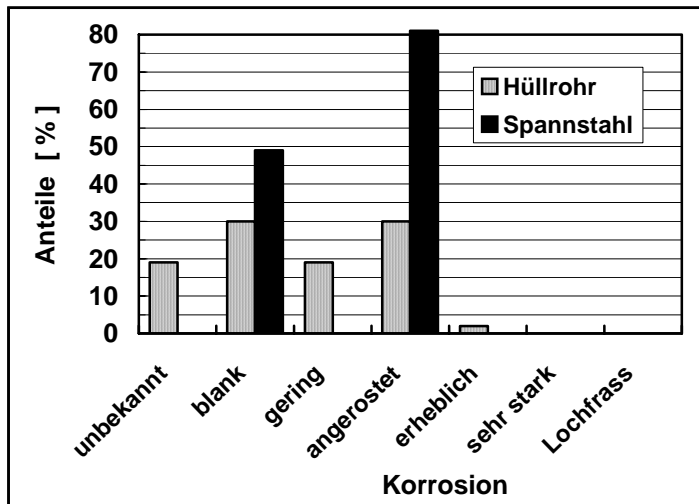


Bild 2.53 Lage der unvollständig verfüllten Stellen in % der Anzahl Öffnungen der einzelnen Brücken (oben) und anteilmässige Verteilung des Verfüllungsgrades bei den verschiedenen Lagen (unten) [Eichinger 2000a].

**Bild 2.54**

Korrosionszustand der Hüllrohre und des Spannstahls bei den unvollständig verfüllten Stellen in % der Anzahl Öffnungen [Eichinger 2000a].

Aus den Resultaten konnten folgende Schlüsse gezogen werden:

- Abgesehen von der Brücke Nr. 1 (Baujahr 1956, eine der ersten vorgespannten Brücken in Österreich) und 8 (Baujahr 1973) war der Anteil der gefundenen Stellen mit unvollständiger Verfüllung der Spannglieder um oder unter 10%.
- Der Verfüllgrad der unvollständig verfüllten Stellen reichte von 3/4 bis Null.
- Hoch- und Tiefpunkte wiesen neben Fugen einen relativ hohen Anteil an unverfüllten Stellen auf. Vollständig leere Hüllrohre wurden bei 7% der Öffnungen angetroffen.
- Bei den Spanngliedern wurden nur 3 Stellen mit erhöhter Feuchtigkeit bzw. Wasser gefunden.
- Hüllrohre und Spannstahl zeigten in keinem Fall gravierende Korrosion oder Lochfrass.
- Der Zustand der Vorspannung wurde generell als gut beurteilt.

USA

Aus den USA ist lediglich der Einsturz eines etwa 24 m langen Teilstücks einer im Sommer 1995 gebauten Fussgängerbrücke in Concord, North Carolina, am 21. Mai 2000 bekannt geworden [Concrete 2002, Int 2004a]. Dabei wurden mehr als 100 Personen verletzt (**Bild 2.55**). Die Ursache wurde dem CaCl_2 -haltigen zementösen Füllgut zugeschrieben, das für das Verschiessen von Öffnungen im Bereich der Umlenkung der im Spannbett vorgespannten Spannstähle verwendet wurde. Es ist unklar, warum CaCl_2 , das früher oft als Beschleuniger verwendet und wegen der dadurch ausgelösten Korrosionsschäden in den meisten Ländern verboten wurde, damals noch zum Einsatz kam. Offenbar gab es keine Inspektion bzw. Überwachung der Brücke, die im privaten Besitz war. Weitere Details zum Einsturz liegen nicht vor.



Bild 2.55

Bilder der eingestürzten Fussgängerbrücke in Concord, North Carolina [Int 2004a] und korrodierte Litzen [Int 2004j].

Gemäss einer Studie weisen nur etwa 3% der vorgespannten Brücken in den USA strukturelle Mängel auf [Freyermuth 2001]. Dieser Anteil ist wesentlich kleiner als jener der Stahlbeton- oder Stahlbrücken. Die meisten Staaten der USA hatten bis anhin noch keine erheblichen Probleme mit der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern bei Brücken.

Einer der wenigen ausführlichen Untersuchungsberichte aus den USA betrifft die 1957 erbaute Brücke über den Connecticut River, die wegen erheblichen Korrosionsschäden an der Vorspannung nach 35 Jahren Betrieb abgebrochen werden musste. Beim Abbruch konnten detaillierte Abklärungen durchgeführt werden [Schupack 1994b]. Folgende Beobachtungen wurden gemacht (**Bild 2.56**):

- Mängel bei der Verfüllung der Hüllrohre, Hüllrohre teilweise vollständig unverfüllt
- erhebliche Korrosionsschäden an den Spannstählen und Spannstahlbrüche in den Bereichen, wo das zementöse Füllgut Chloride enthielt. Dies führte auch zu Rissen entlang der Spannglieder.
- Risse in den Balken in jenen Bereichen, wo Wasser in unverfüllten Spannkänen gefrieren konnte.
- Korrosionsschäden an den Spannstählen im Bereiche von Rissen bei Wasserzutritt (vorab bei Tiefpunkten von unverfüllten Hüllrohren).

Überraschend war, dass an der Betonoberfläche kaum Anzeichen für die teilweise sehr erheblichen Korrosionsschäden an den Spanngliedern vorhanden waren.

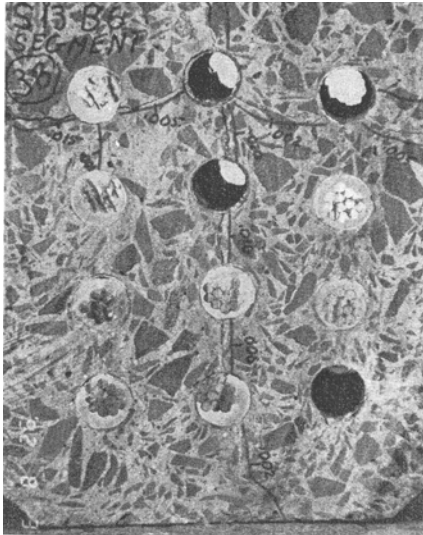


Bild 2.56

Schnittfläche eines Trägers mit Vertikal- und Horizontalriss durch unverfüllte Hüllrohre (Drähte herausgezogen) [Schupack 1994b].

Bei der Sunshine Skyway Bridge in der Tampa Bay an der Westküste von Florida, USA, traten ganz erhebliche Schäden an der Vorspannung auf. Hierzu liegen sehr umfangreiche Berichte mit mehreren hundert Seiten [Parsons 2002] und mehrere zusammenfassende Darstellungen vor [Theryo 2002, Freyermuth 2001].

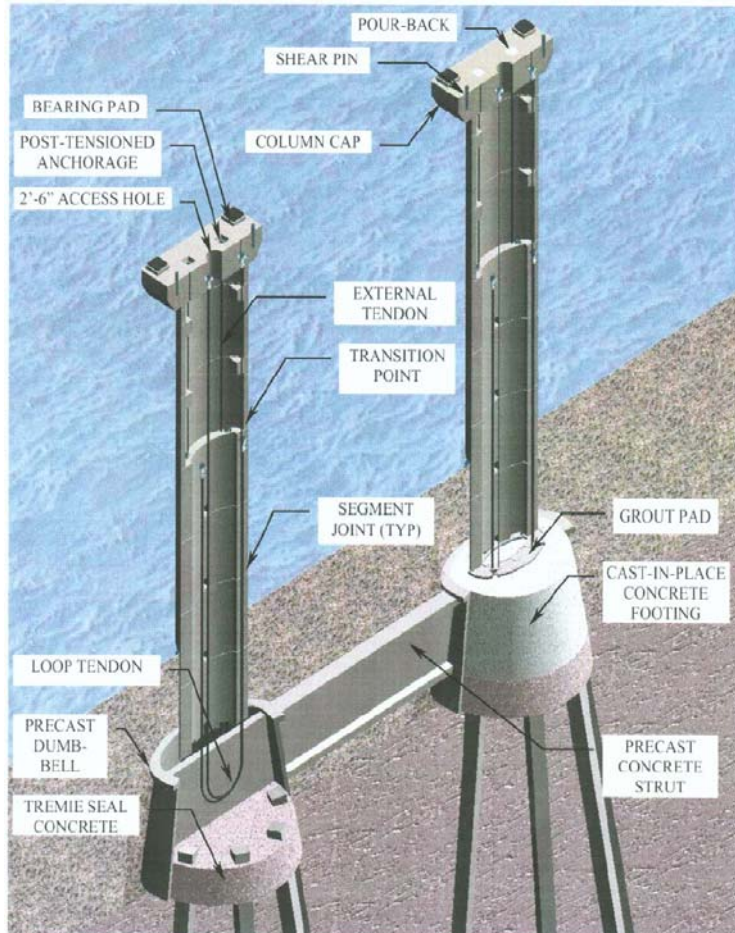
Die Sunshine Skyway Bridge wurde 1987 eröffnet und weist eine Länge von 6'600 m auf (**Bilder 2.57 und 2.58**). Sie besteht aus einer Schrägseilbrücke (1'219.50 m), hoch liegenden (1'481.70 m) und tief liegenden Rampen (3'969.50 m). Als Konstruktionsmaterial wurden Stahlbeton und Spannbeton mit direktem und nachträglichem Verbund eingesetzt. Die Schrägseile bestehen aus Litzen in ausinjizierten Stahlrohren.

Die Schäden traten an den vertikalen Spanngliedern der Stützen auf. Die Zwillingstützen bestehen aus zwei Teilen. Der untere Teil ist auf acht Beinen abgestützt. Der obere Teil ist als Hohlkasten ausgebildet, welcher mit Fertigelementen erstellt und mit Spannglieder zusammen gespannt wurden (**Bild 2.58**). Die Spannglieder verlaufen teilweise innen liegend (im unteren dickeren Teil der Wand) und teilweise aussen liegend (im oberen dünneren Teil der Wand).

Die Spannglieder sind U-förmig und bestehen aus 12, 17 und 18 Drähten \varnothing 12.7 mm in einem Hüllrohr aus glattem Polyethylen (\varnothing 75 mm). Im innen liegenden Bereich wurden sie in einem gewellten Polyethylenrohr mit einem Durchmesser von 125 mm geführt, das einbetoniert wurde. Sowohl das Spannglied wie auch der Ringspalt zwischen dem Spannglied und dem äusseren Rohr wurden mit zementösem Füllgut verfüllt. Die Spannglieder wurden auf dem Stützenkopf verankert.



Bild 2.57 Ansichten der Sunshine Skyway Bridge in der Tampa Bay, Florida [Theryo 2002].

**Bild 2.58**

Details zu den Zwillingssäulen der Sunshine Skyway Bridge [Theryo 2002].

Im Sommer 2000 wurden bei einer Inspektion starke Korrosionsangriffe bei einer von über 70 Säulen festgestellt. Bei einem der vier Spannglieder dieser Säule waren 11 von 17 Drähten direkt unterhalb des Säulenkopfes vollständig durchkorrodiert (**Bild 2.59**). Bei einem anderen Spannglied wurden zwar starker Lochfrass, aber keine durchgerosteten Spanndrähte beobachtet. Bei beiden Spanngliedern waren die Kunststoffhüllrohre in den Zonen mit Korrosion gerissen. Untersuchungen zeigten, dass 28 Säulen stark durch Korrosion gefährdet waren. Die meisten dieser Säulen waren teilweise über einen unbekanntem Zeitraum mit chloridhaltigem Wasser unbekannter Herkunft gefüllt.



Bild 2.59 Korrosion an den Spannstählen direkt unterhalb des Säulenkopfes (links) und im Bereich der Trompete (rechts) bei der Sunshine Skyway Bridge [Theryo 2002].

Die Schäden an dieser Stütze lösten eine umfassende Zustandsuntersuchung sowie eine eingehende statische Überprüfung aus. Im Rahmen der Phase 1 wurden an der erwähnten stark geschädigten Stütze äusserst detaillierte Untersuchungen durchgeführt, bevor diese mit Stahlbeton (unter Verzicht auf die bestehende Vorspannung) instand gesetzt wurde (Juni 2001).

In der Phase 2 wurden ein Untersuchungskonzept für die restlichen Stützen ausgearbeitet und die vorhandenen Resultate aufgearbeitet sowie Überlegungen zu den Korrosionsmechanismen angestellt. In der Phase 3 wurden die Untersuchungen vor Ort durchgeführt. Kritische Bereiche wurden im Stützenkopfbereich wie auch im aussen und innen liegenden Bereich der Spannglieder gefunden. Basierend auf den folgenden Kriterien wurde die Gefährdung der Stützen beurteilt:

- Wasser im Innern der Stützen
- Leckstellen in den Elementfugen in der Nähe der Spannglieder
- möglicherweise aktive Korrosion
- unverfüllte Hüllrohre im untersten vorgefabrizierten Stützelement
- stark gerissene Hüllrohre oberhalb des Übergangs von dicken zum dünnen Wandteil
- mögliche Verfüllungsmängel auf Grund der Bauprotokolle.

Im Folgenden sind die Lehren aus diesem Schadenfall sowie die daraus abgeleiteten Empfehlungen gemäss [Theryo 2002] zitiert. Sie enthalten ganz wesentliche Aussagen.

Erkenntnisse

Aus den Ergebnissen ergaben sich wichtige Erkenntnisse. Diese können auch für ähnliche Systeme angewendet werden und sind im Folgenden zusammengefasst (Zitat in Originalsprache):

- 1) Designers shall recognize the environmental impact to corrosion vulnerability of all primary structural support systems under consideration, especially for those that are identified as critical components in aggressive environments.
- 2) Construction methods, provisions, and testing must be developed and subjected to comprehensive corrosion prevention and constructability reviews to ensure the design requirements can be delivered.
- 3) Special analytical and inspection methods, and corrosion detection systems must be specified during and after construction to ensure materials specifications are met and to facilitate early detection and arrest of corrosion for the lifetime of the structure.
- 4) Historical data must be accurately and completely documented to facilitate the analysis and repair of deficiencies.
- 5) The designer must provide for structural and corrosion prevention redundant systems and for the efficient replacement of deficient components during and after construction.
- 6) Criteria and construction methods designed to accelerate construction or reduce costs shall not compromise the required structural durability.
- 7) Owners, code authors and designers shall develop and implement comprehensive design, construction, and maintenance strategies.
- 8) Double duct arrangement (primary smooth PE duct in corrugated secondary PE duct) does not provide a better corrosion protection as expected. In addition, field test also indicated that the duct system did not provide sufficient transfer bond length as expected in internal tendon.

If current technology is not available, or it is not cost effective or practical to provide for the requirements emanating from the lessons listed above, the designers must avoid specifying vertical post-tensioned precast columns in aggressive environments.

Empfehlungen

Die folgenden Empfehlungen wurden aus den Ergebnissen und den Erkenntnissen der Untersuchungen abgeleitet und sollen dazu dienen, die Dauerhaftigkeit von ähnlichen Bauten in Zukunft zu erhöhen (Zitat in Originalsprache):

- 1) No precast concrete hollow column section should be specified below the waterline.
- 2) No PT tendons should be located in columns below the highest water splash zone elevation.
- 3) Grouting operation for vertical tendons should be carefully planned, tested and monitored. Stage and vacuum grouting should be specified in the upper section of tendons in combination with a pressurized sealed PT system and zero bleed grout.
- 4) Provide multiple levels protections at anchorages, including permanent grout cap, epoxy material pour-back and polymer coating over the pour-back.
- 5) The impact of construction methods to the corrosion vulnerability of PT system should be thoroughly analyzed and designed for, especially for critical elements in aggressive corrosive environments.
- 6) PT redundancy system or practical replacement capabilities should be incorporated.
- 7) Corrosion detection methods should be included during the construction and service life of the structure.

Gemäss [Powers 2002] wurde von der amerikanischen Federal Highway Administration 1989 eine Studie zum Verhalten von zementösem Füllgut für Spannglieder in Auftrag gegeben. Im 1993 erschienenen Bericht wurde festgehalten, dass das konventionelle Füllgut zu starkem Bluten neigt und dies zu Korrosion an den Spannstählen führen kann.

Eine Publikation von Aktan [Aktan 2002] enthält einen Überblick über die verschiedenen Arten und das Baujahr der insgesamt etwa 2'650 vorgespannten Brücken in Michigan, USA. Von den etwa 700 Brücken mit Längsträgern wurde etwa die Hälfte zwischen 1960 und 1970 gebaut. Pro Jahr werden heute etwa 10 Brücken ersetzt. Während früher bei jedem Feld Dehnungsfugen angeordnet wurden, ist man seit einigen Jahren zur durchlaufenden monolithischen Bauweise übergegangen, da sich die vorhandenen Fugen als eigentliche Schwachstellen herausstellten. Mangelnder Unterhalt und abfliessendes chloridhaltiges Wasser verursachten Korrosionsschäden an den Trägern (**Bild 2.60**). Die Korrosion an den Trägerenden wurde durch Risse im Beton gefördert bzw. ausgelöst. Die Risse entstanden wegen nicht funktionierender Lager aber auch bereits während der Herstellung und des Transports der Träger.

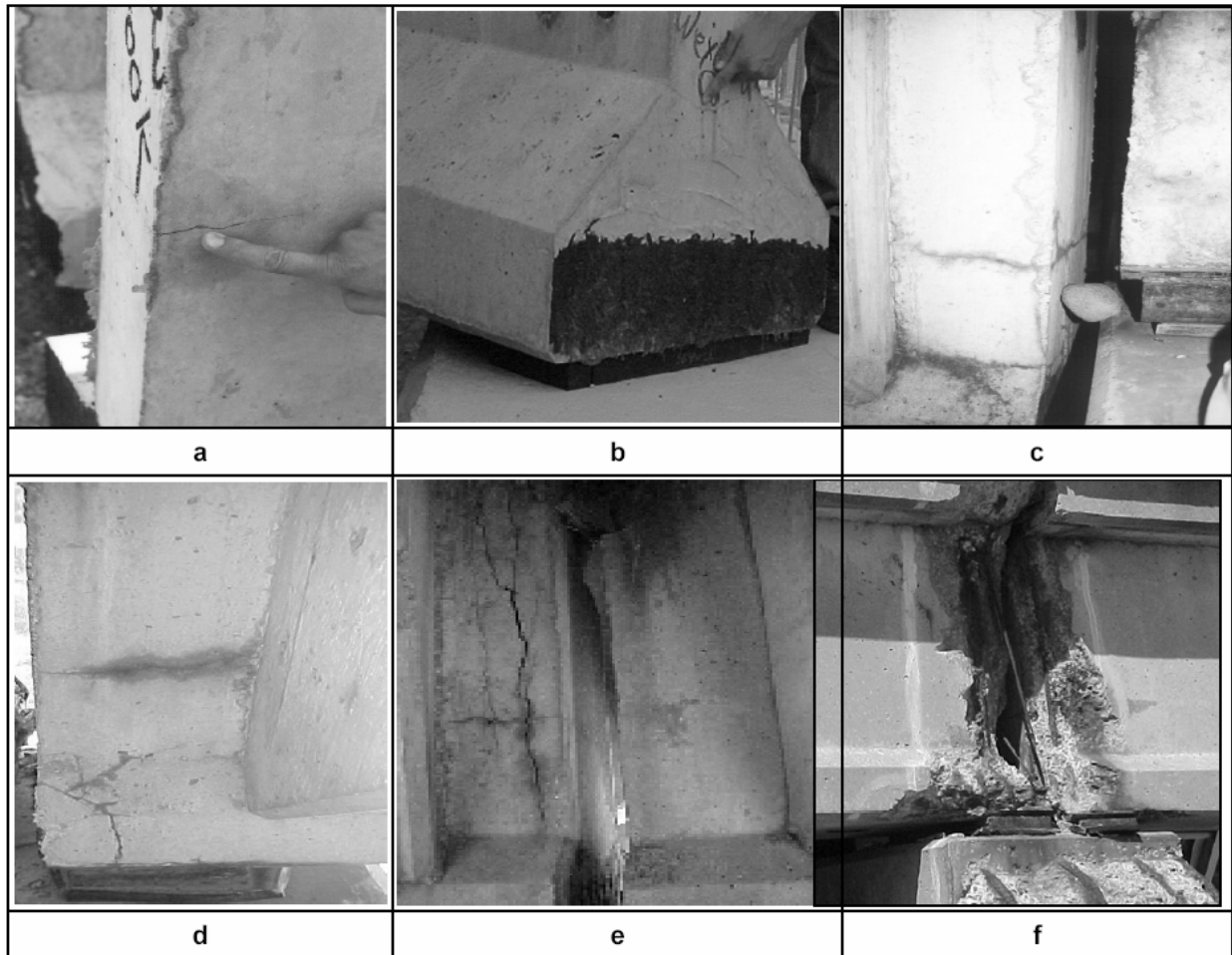


Bild 2.60 a) Gerissener Träger im Elementwerk, b) und c) Risse im Bereich des unteren Flansches, d) Feuchtigkeitsspuren im Stegbereich, e) Ablösungen und Abplatzungen, f) Abplatzungen und frei liegende Bewehrungsstäbe [Aktan 2002].

Im Rahmen des Brückenmanagements werden die Brücken alle 2 Jahre visuell begutachtet. Für die weitere Untersuchung wurden die Berichte der Brücken mit Längsträgern ausgewertet. Es ergab sich Folgendes:

- Von den 499 Brücken gab es bei 263 Brücken Träger mit Rissen im Endbereich (alle Arten von Rissen).
- Bei 109 Brücken waren Korrosionssprengrisse und Rostspuren bei Trägern vorhanden.
- Bei 40 Brücken wiesen Träger wohl Rostspuren, aber keine Korrosionssprengrisse auf.

In einem nächsten Schritt wurden 20 Brücken mit 750 einzelnen Trägern als repräsentative Stichprobe für eine detaillierte Zustandserfassung ausgewählt. Aus **Bild 2.61** kann Folgendes entnommen werden:

- Nur wenige Träger sind frei von Rissen. Dies gilt für junge und alte Brücken.
- Ältere Brücken weisen häufiger Risse und Korrosion sowie Abplatzungen auf als jüngere.
- Auf Grund der zeitabhängigen Entwicklung der Korrosionsschäden muss man annehmen, dass die jüngeren gerissenen Trägerenden früher oder später auch Korrosionsschäden aufweisen werden (ungefähr 20 bis 30 Jahre).

In Abhängigkeit vom Zustand der Träger steht eine bestimmte Auswahl von Instandsetzungsmaßnahmen zur Verfügung. Dazu gehören u.a. die elektrochemische Realkalisierung und Chloridentfernung oder der kathodische Schutz. Die Kosten belaufen sich auf etwa 35 bis 70% des Ersatzes.

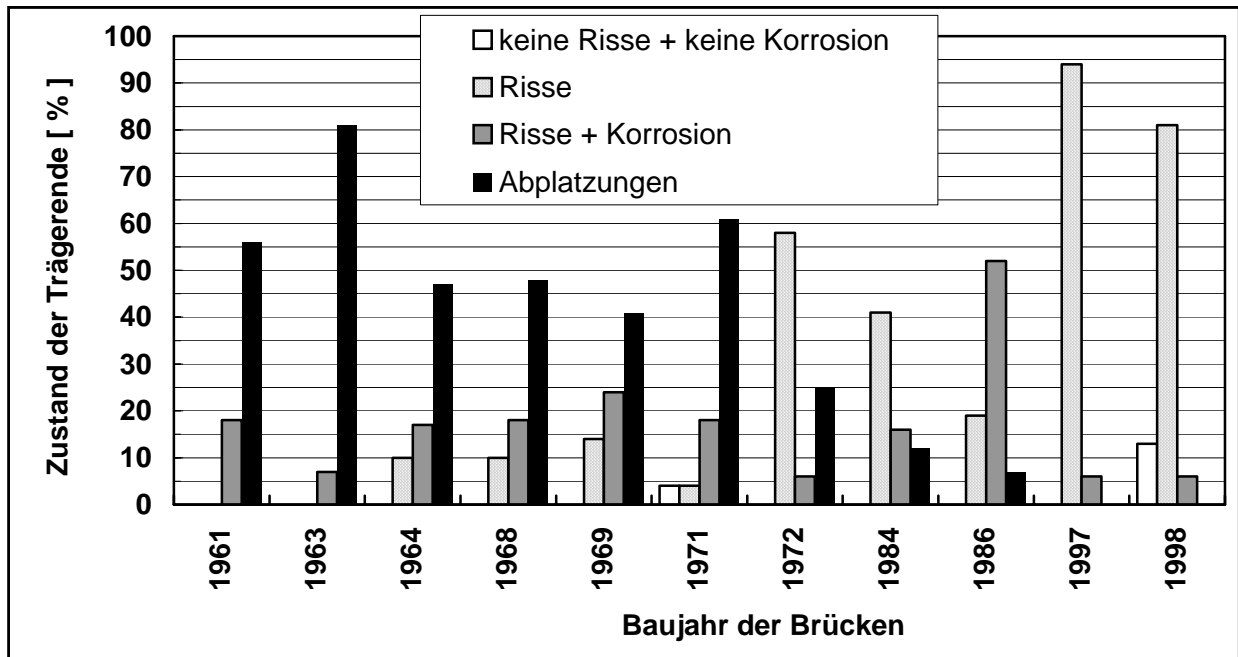


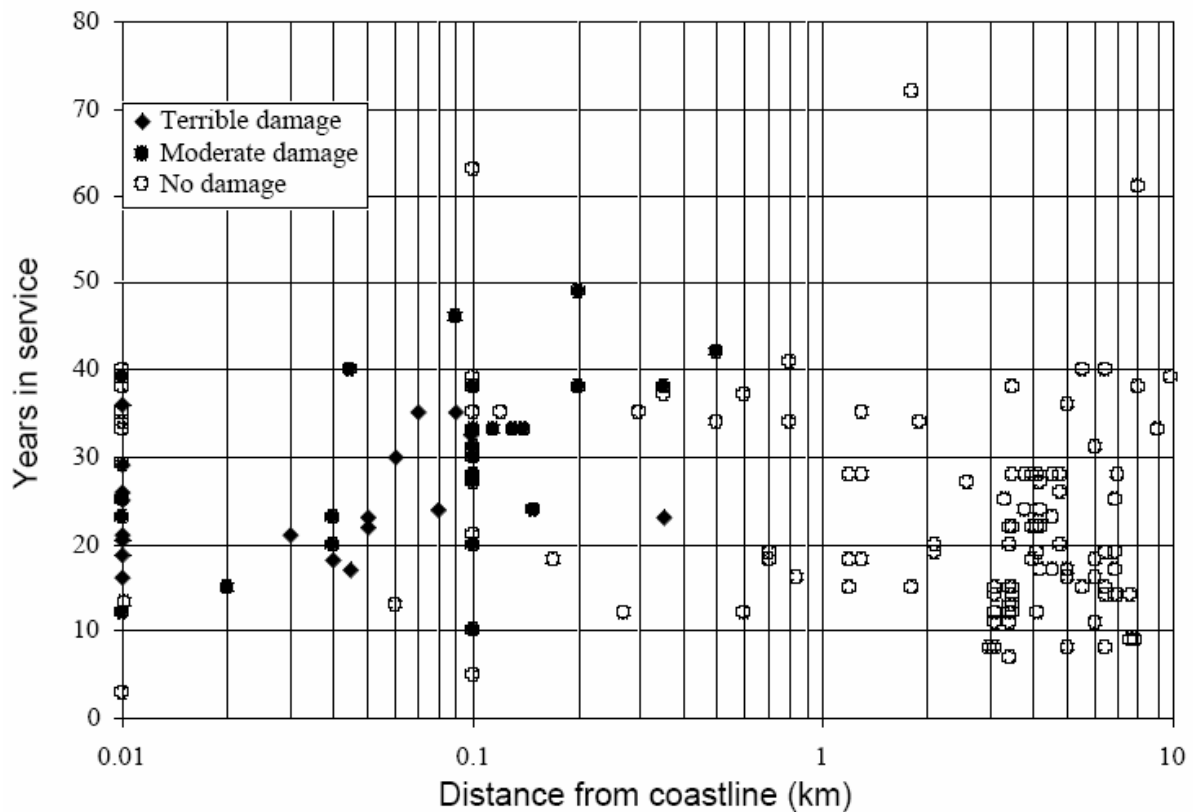
Bild 2.61 Korrosionszustand der Trägerenden von 20 Brücken in Michigan [Aktan 2002].

Zum Thema Segmentbrücken liegt eine Publikation des National Research Council vor [NCHRP 1998]. Darin sind die in Grossbritannien und den USA gemachten Erfahrungen zusammengefasst. In einer Publikation des American Segmental Bridge Institute [ASBI 2000] werden Empfehlungen für das Verpressen von Spanngliedern gemacht.

Japan

Gemäss [PIARC 1999] gab es in Japan zwei Brückeneinstürze, die leider nicht öffentlich dokumentiert sind. Es liegen jedoch verschiedene Berichte über Schäden an vorgespannten Brücken vor. In einigen Fällen mussten die Brücken ersetzt werden, wobei bei mehrheitlich die chloridinduzierte Korrosion die Schadenursache darstellte [Mutsuyoshi 2004]. Wegen der hohen Kosten für die Instandsetzung und Verstärkung werden stark geschädigte Brücken zunehmend durch Neubauten ersetzt. Brücken in Meeresnähe erwiesen sich als besonders gefährdet (Verwendung von Meersand für die Betonherstellung, salzhaltiger Sprühnebel) [Mutsuyoshi 2004] (**Bild 2.62**). Kondo berichtet über drei Mitte der 1960er-Jahre in Meernähe erbaute Brücken in der Niigata-Präfektur, die 1982 wegen chloridinduzierter Korrosionsschäden mittels externer Vorspannung (Spannglieder, Stahl- oder glasfaserverstärkten Kunststofflamellen) instand gesetzt wurden [Kondo 2002]. Die 1996 durchgeführte Zustandserfassung brachte erneut diverse Mängel an den Tag.

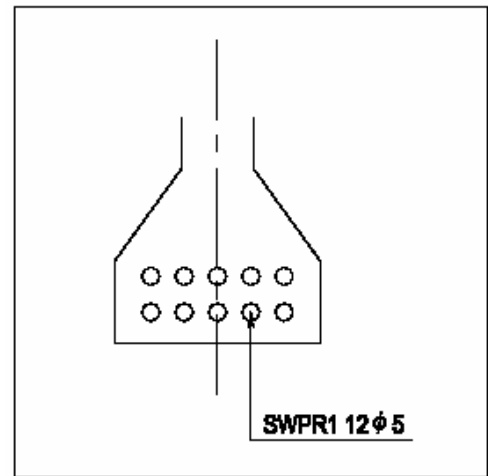
Bei der Oyakawa-Brücke (**Bild 2.62**) wurden an einem Träger 2 bis 3 m lange Risse mit einer Rissbreite bis 20 mm auf der Oberseite des unteren Flansches sowie Längsrisse und Abplatzungen festgestellt. Die Ursache hierfür waren gebrochene Spanndrähte der im Spannbett hergestellten Träger (2x5 Spannglieder mit je 12 Drähten \varnothing 5 mm). Bei einzelnen Trägern waren in der unteren Lage bis 50% aller Drähte gebrochen, bei der oberen Lage sogar bis 70%.



a)



b)



c)

Bild 2.62 a) Einfluss der Distanz zur Meeresküste und des Alters auf das Schadenausmass bei vorgespannten Brücken [Mutsuyoshi 2004], b) Untersicht der Oyakawa-Brücke und c) Lage der Vorspannglieder (links) [Kondo 2002].

Bei der Koyakawa-Brücke zeigten sich Schäden an den Stahllamellen und ein über weite Strecken verloren gegangener Verbund. Bei den faserverstärkten Kunststofflamellen wurden Längsrisse beobachtet. Bei mehreren Trägern waren viele Spanndrähte durch Korrosion stark geschädigt. Bei der unteren Lage (5 Spannglieder mit je 12 Drähten $\varnothing 5$ mm) waren bis zu 56% der Drähte gebrochen und bei der mittleren Lage (3 Spannglieder) bis zu 67%. Bei der oberen Lage mit einem Spannglied waren alle Drähte noch intakt.

Die Araiso-Brücke war im Vergleich zu den beiden anderen Brücken 1982 in einem deutlich besseren Zustand. Massnahmen waren damals nicht notwendig. 1997 wurden bei der Untersuchung an den Spanngliedern (2x5 Spannglieder mit je 12 Drähten \varnothing 5 mm) in der unteren und oberen Lage bis zu 30% gebrochene Drähte gefunden.

Die Oyakawa- und die Koyakawa-Brücke wurden nach der konventionellen Instandsetzung der Betonschäden mit externen Spanngliedern und mit kohlefaserverstärkten Kunststofflamellen verstärkt, um deren Gebrauchstauglichkeit bis zur Fertigstellung der neuen Brücken sicherzustellen. Gleichzeitig wurden Massnahmen ergriffen, um das Oberflächenwasser von den Trägern fern zu halten.

Bei der Araiso-Brücke wurden die Betonschäden ebenfalls konventionell behoben. Im Weiteren wurden externe Vorspannglieder angebracht und der untere Flansch mit Einzelanoden aus Titan kathodisch geschützt.

Ähnliche Schäden an zwei anderen Brücken (Kuretsubo-Brücke, Yamagata, und Higashiosaka-Route, Osaka) sind in [PIARC 1999] beschrieben.

Die Masuhoro-Brücke auf Hokkaido – etwa 70 vom Meer entfernt – wurde 1957 erbaut. Die drei T-Träger wurden mit 5 Spanngliedern (4x mit 16 und 1x mit 24 Litzen) vorgespannt [Ohta 1992]. Als 1977 bis 7.5 mm breite Längsriss entlang der Spannglieder festgestellt wurden, musste die Brücke instand gesetzt werden. Die Ursache für die Risse war Wasser, das in die unvollständig verfüllten Hüllrohre eindringen und dort gefrieren konnte. Die Brücke wurde 1990 durch eine breitere Brücke ersetzt. Im Rahmen des Abbruchs wurden detaillierte Untersuchungen durchgeführt. Dabei zeigte es sich, dass die vormaligen Verstärkungsmassnahmen (aufgeklebte Stahlplatten und glasfaserverstärkter Kunststoff) nicht fachgerecht durchgeführt und nicht dauerhaft waren.

In [Mutsuyoshi 2001] werden die Ergebnisse einer umfangreichen Untersuchung über die Qualität der Verfüllung bei 84 Brücken (Baujahr: 1962 bis 1985) mit längs und quer vorgespannten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund dargestellt (total 340 Längsträger mit 620 Spanngliedern) (**Tabellen 2.11 und 2.12**).

| Aspekt | Anzahl | Zustand der Verfüllung, % | | | | |
|------------------------------|--------|---------------------------|----|----|---|---|
| | | A | B | C | D | E |
| Lage der Spannglieder | | | | | | |
| in Längsträgern | 620 | 69 | 16 | 8 | 4 | 3 |
| in Querträgern | 325 | 51 | 25 | 15 | 3 | 6 |

| Spannglied mit | | | | | | |
|-----------------------|------|----|----|---|---|---|
| Drähten | k.A. | 69 | 15 | 8 | 5 | 3 |
| Litzen | k.A. | 72 | 23 | 5 | 0 | 0 |
| Total | | 69 | 16 | 8 | 4 | 3 |

| Lage der Verankerung | | | | | | |
|-----------------------------|------|----|----|----|---|---|
| Endbereich | k.A. | 64 | 21 | 11 | 2 | 1 |
| oben | k.A. | 74 | 10 | 4 | 6 | 5 |
| Total | | 69 | 16 | 8 | 4 | 3 |

| Länge der Träger | | | | | | |
|-------------------------|------|----|----|----|---|---|
| <15 m | k.A. | 77 | 20 | 3 | 0 | 0 |
| 15 bis 19 m | k.A. | 80 | 11 | 2 | 6 | 2 |
| 20 bis 24 m | k.A. | 67 | 15 | 9 | 5 | 5 |
| 25 bis 29 m | k.A. | 67 | 16 | 10 | 4 | 3 |
| >30 m | k.A. | 68 | 20 | 8 | 3 | 3 |

| | | | | | | |
|------------------------------|--|----------|--------|--------|--------|-------|
| Alter (1966 bis 1985) | | 50 - 100 | 0 - 38 | 0 - 25 | 0 - 25 | 0 - 7 |
|------------------------------|--|----------|--------|--------|--------|-------|

| Durchmesser des Hüllrohres, mm | | | | | | |
|---------------------------------------|------|----|----|---|---|---|
| 35 | k.A. | 65 | 19 | 6 | 5 | 4 |
| 45 | k.A. | 69 | 14 | 8 | 5 | 3 |
| 57 | k.A. | 50 | 50 | 0 | 0 | 0 |
| 65 | k.A. | 94 | 6 | 0 | 0 | 0 |
| 70 | k.A. | 63 | 29 | 7 | 0 | 0 |

| Verhältnis Spann Stahl- zu Hüllrohrquerschnitt, % | | | | | | |
|--|------|-----|----|---|---|---|
| 44 | k.A. | 94 | 6 | 0 | 0 | 0 |
| 38 | k.A. | 63 | 29 | 7 | 0 | 0 |
| 36 | k.A. | 50 | 50 | 0 | 0 | 0 |
| 29 | k.A. | 69 | 14 | 8 | 5 | 3 |
| 24 | k.A. | 65 | 19 | 6 | 5 | 4 |
| 15 | k.A. | 100 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tabelle 2.11 Einflüsse auf den Zustand der Verfüllung bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund [Mutsuyoshi 2001]. Resultate der Untersuchung mit Röntgenstrahlen.

A Verfüllung ohne Fehler
 B Verfüllung mit einzelnen Hohlstellen
 C ungeeignetes Füllgut
 D unvollständige Verfüllung
 E kein Füllgut

| Quervorspannung | Anzahl | Zustand der Verfüllung, % | | |
|---------------------------------|--------|---------------------------|----|---|
| | | A | D | E |
| Spannglieder in Querträgern | 533 | 69 | 23 | 8 |
| Spannglieder in Fahrbahnplatten | 2'302 | 78 | 16 | 6 |

Tabelle 2.12 Einflüsse auf den Zustand der Verfüllung der Quervorspannung mit nachträglichem Verbund [Mutsuyoshi 2001]. Resultate der Untersuchung mit der Impact-Echo-Methode.

A Verfüllung gut D Verfüllung unvollständig E kein Füllgut

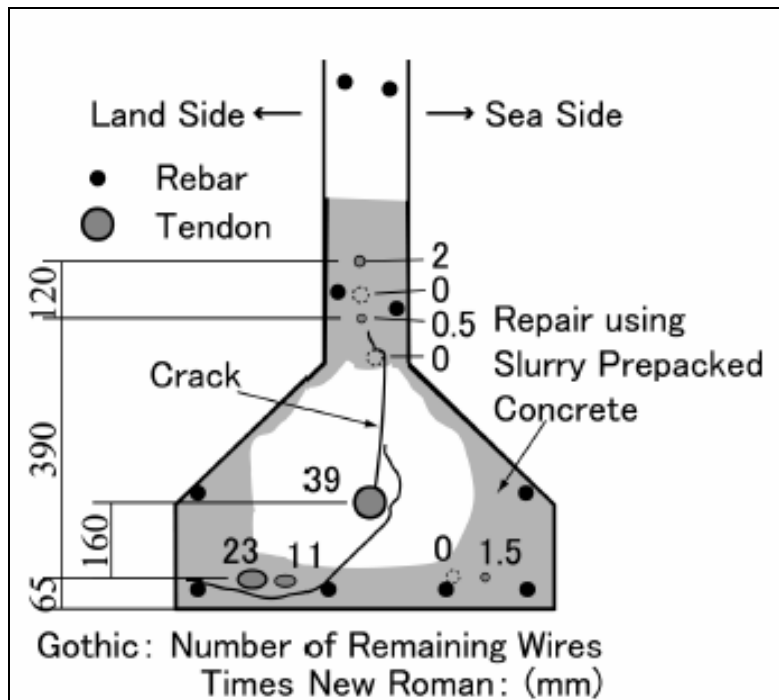
Aus den **Tabellen 2.11 und 2.12** geht Folgendes hervor:

- Die Verfüllung der Spannglieder ist nur bei einem Anteil von 50 bis 70% fehlerfrei. Bei einem erheblichen Anteil ist sie ungenügend (Bewertung C, D und E).
- Die Lage und Länge der Spannglieder sowie das Alter haben kaum einen Einfluss auf die Qualität der Verfüllung.
- Die Lage der Verankerung, der Hüllrohrdurchmesser und das Verhältnis Spannstaht- zu Hüllrohrquerschnitt sowie die Verwendung von Drähten oder Litzen scheinen einen gewissen Einfluss zu haben. Klare Tendenzen sind aber nicht vorhanden.

In [Mutsuyoshi 2001, PIARC 1999] wird auf die 1965 in Meeresnähe erbaute Kuretsubo-Brücke eingegangen, die wegen Schäden an den innen liegenden Spanngliedern 1992 mit externen Spanngliedern verstärkt und später ersetzt werden musste. Die Ergebnisse der nach dem Abbruch 1999 durchgeführten sehr detaillierten Zustandsuntersuchung sind in [Tanaka 2004] festgehalten. Für die Vorspannung der grösseren Träger wurden 9 BBRV-Spannglieder mit 44 Drähten \varnothing 5 mm verwendet. Bei der schlimmsten Schadenstelle betrug der Restquerschnitt (RRCT) noch 21% (**Bild 2.63**). **Bild 2.64** zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen der Spannglieder an einer anderen Stelle. Die Resultate der Untersuchungen im Verankerungsbereich gehen aus **Bild 2.65** hervor.

In Japan rechnet man mit einem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von 1.2 bis 2.5 kg/m^3 . Bei einem üblichen Beton entspricht dies einem Chloridgehalt von 0.4 bis 0.8 M.% bezogen auf den Zementgehalt. Beim zementösen Füllgut mit einem Zementgehalt von 1'200 bis 1'500 kg/m^3 dürfte der Grenzwert bei etwa 0.08 bis 0.20 M.% liegen.

Gemäss [Tanaka 2004] reduziert sich das aufnehmbare Biegemoment linear mit abnehmendem Spannstahtquerschnitt der Spannglieder (**Bild 2.66**).



a)

b)

Bild 2.63 Kuretsubo-Brücke: a) Ergebnisse der Zustandsuntersuchung der Spannglieder im Bereich des Spanngliederversagens und b) Ansicht des Trägers mit innerem Riss [Tanaka 2004].

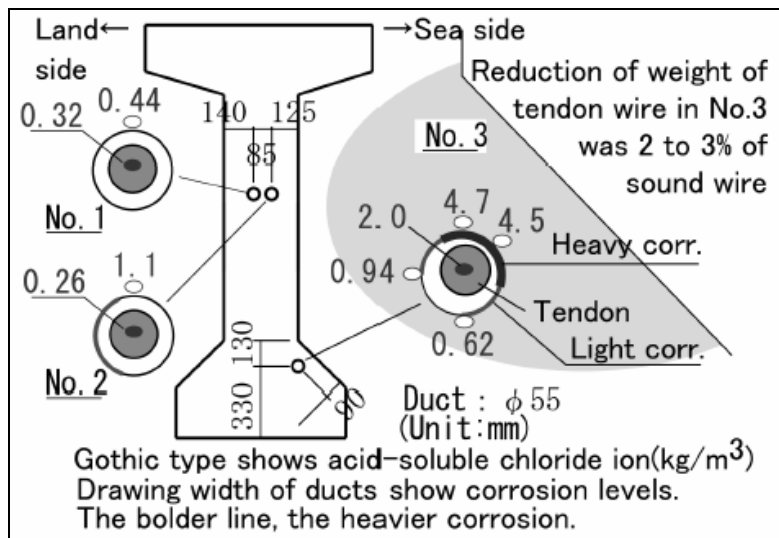
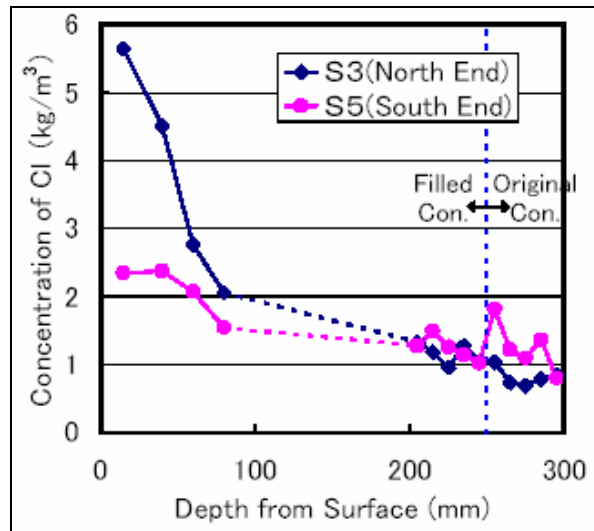
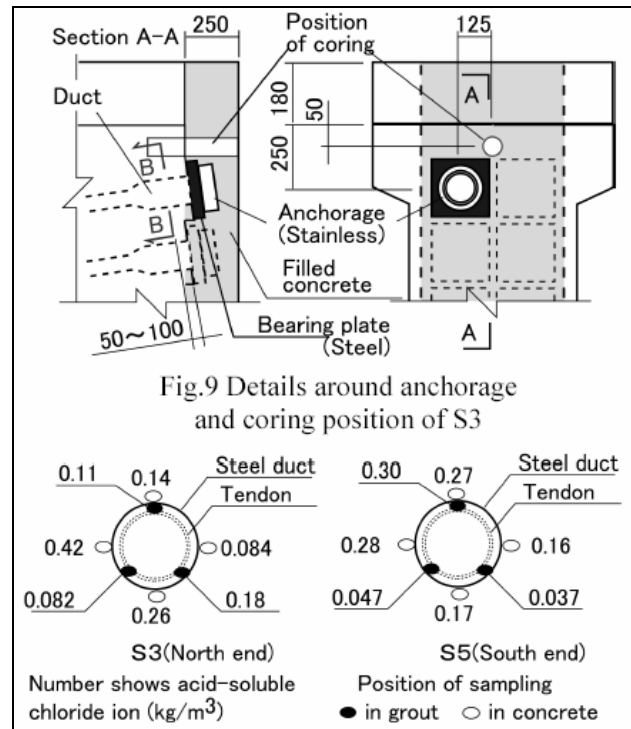


Bild 2.64

Ergebnisse der Zustandsuntersuchung der Spannglieder in einem weniger geschädigten Trägerquerschnitt der Kuretsubo-Brücke [Tanaka 2004].



a)



b)

Bild 2.65 a) Chloridprofile und b) Ergebnisse der Zustandsuntersuchung im Verankerungsbereich der Spannglieder der Kuretsubo-Brücke [Tanaka 2004].

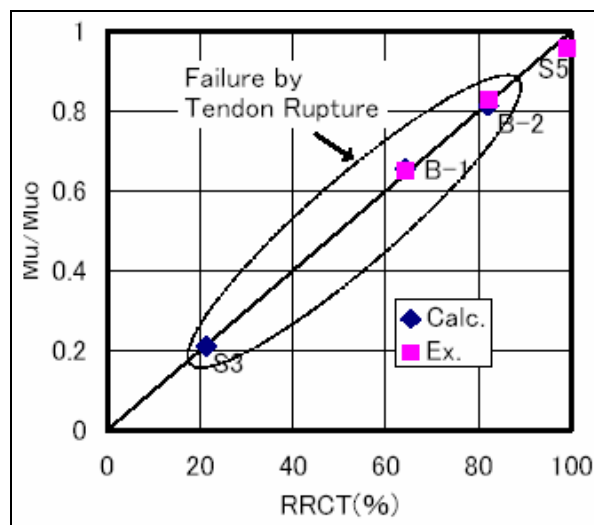


Bild 2.66

Beziehung zwischen dem Verhältnis Mu/Muo (Verhältnis Biegemoment mit zu Biegemoment ohne Korrosionsabtrag) und dem Restquerschnitt der Spannglieder (RRCT) [Tanaka 2004].

Bei vorgespannten japanischen Bahnbrücken wurde neben den üblichen Mängeln (z.B. Risse, Abplatzungen, Wasserläufe) häufig auch eine ungenügende Verpressung der Spannglieder festgestellt [Sugawara 2002].

Bei einer 1953 erstellten Brücke mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund konnten im Rahmen des Abbruchs 1990 verschiedene detaillierte Untersuchungen durchgeführt werden, um Stellen mit unvollständiger Verfüllung zu finden. Dabei wurden verschiedene Untersuchungstechniken eingesetzt (z.B. Röntgen- und Radarstrahlen, Abklopfen mit dem Hammer, akustische Emissionsmessung, Ultraschall-, Infrarotstrahlung- und Vibrations-Methode).

Die Durchstrahlung mit Röntgenstrahlen erlaubte, wenn die Abstände der Bewehrungsstäbe nicht zu eng und die Bauteildicke geringer als 30 bis 40 cm waren, mit ordentlicher Genauigkeit unvollständig verfüllte Stellen zu finden. Die benötigte Ausrüstung müsste nach Ansicht des Autors aber baustellengerecht, d.h. anwenderfreundlicher sein.

Die gebräuchlichste Methode, um den Verfüllungsgrad von Spanngliedern zu bestimmen, ist in Japan das Abklopfen mit einem Hammer und die Analyse des so erzeugten akustischen Signals. Diese Methode wird vorab für die Prüfung der Quervorspannung als geeignet betrachtet. (Anmerkung: Diese positive Beurteilung ist für die Autoren dieses Berichts nicht nachvollziehbar: es fehlen detaillierte Angaben zu den objektspezifischen Randbedingungen, zum Vorgehen und zur Durchführung der Prüfung sowie zur Auswertung der Resultate.)

Neben diesen Methoden wurde auch die Potenzialmessung angewendet, um Korrosionsherde zu finden. Bei der untersuchten Brücke wurden nur sehr geringe Anzeichen für Korrosion gefunden.

Wegen der Schäden an der Vorspannung bei einer erheblichen Zahl an Brücken und der häufigen Mängeln bei der Verfüllung der Spannglieder wurde von der Japan Highway Corporation (ähnlich wie in Deutschland) der Einsatz innen liegender Spannglieder verboten. Zugelassen sind nur noch aussen liegende Spannglieder. Dazu wurde ein neues, leicht fließendes zementtöses Füllgut entwickelt, das weniger stark zum Bluten neigt [Niki 2004]. Weiter werden für die externen Vorspannglieder durchsichtige Hüllrohre verwendet [Sugawara 2002, Mutsuyoshi 2001]. Gemäss [Concrete 2002] sollen in Japan schwergewichtig externe Spannglieder ohne Verbund eingesetzt werden. Anmerkung: Gemäss den Kenntnissen der Forschungsstelle gilt dies jedoch nur für eine Strassenverwaltung, nämlich die Japan Highway Public Corporation.

Andere Länder

Über Schäden in anderen Ländern als den vorhergehend erwähnten wird eher zufällig berichtet. In [Int 2004b] wird z.B. über erhebliche Schäden an diversen jüngeren im Freivorbau gebauten Brücken in Indien (z.B. Honovar, Zuari, Mandovi) berichtet. Details dazu liegen aber nicht vor. Auch vom Teileinsturz der Tianzhuangtai-Brücke über den Fluss Liaohe im nordöstlichen China am 10. Juni 2004 gibt es noch keine Angaben zu den Ursachen (**Bild 2.67**) [Int 2004g].



Bild 2.67 Teileinsturz der Tianzhuangtai-Brücke über den Fluss Liaohe im nordöstlichen China am 10. Juni 2004 [Int 2004g].

Ergebnisse einer Umfrage der PIARC

Die PIARC (World Road Association) gab 1999 einen Bericht heraus, der die Erfahrungen verschiedener Länder mit Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zusammenfasst [PIARC 1999]. Er basiert auf der Auswertung einer Ende 1996 bei den Nationalstrassenbehörden durchgeführten Umfrage. Von den 30 angeschriebenen Ländern beantworteten 17 die Umfrage, darunter auch die Schweiz. Leider fehlten die Antworten verschiedener grosser Länder wie z.B. Deutschland und USA. Trotzdem enthält der Bericht einige interessante Ergebnisse, auf die im Folgenden kurz eingegangen werden soll.

Vom Gesamtbestand aller Brücken waren im Mittel etwa 13% vorgespannte Brücken mit nachträglichem Verbund. Der Anteil schwankte bei den Ländern zwischen 0.5 (Türkei) und 60% (Schweiz). Von den erfassten Brücken wies die überwiegende Mehrheit innen liegende Spannglieder auf. Der Anteil der Brücken mit aussen liegenden Spanngliedern war sehr gering (0.6%). Der grösste Teil der innen liegenden Spannglieder wurde mit zementösem Füllgut verpresst (99.94%). Bei den aussen liegenden Spanngliedern ist der Anteil mit zementösem Füllgut deutlich tiefer (59%). Diese Angaben beinhalten teilweise auch Brücken, die nachträglich mit externen Spanngliedern verstärkt wurden.

Die Altersverteilung der Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) über die Länder und die entsprechenden Angaben aus der Schweiz gehen aus **Tabelle 2.13** hervor.

Der Anteil an Spanngliedern mit nichtmetallischen Hüllrohren (hauptsächlich Kunststoff) ist im Vergleich zum Anteil mit metallischen Hüllrohren sehr gering (**Tabelle 2.14**). Kunststoffhüllrohre wurden bisher hauptsächlich in der Schweiz sowie in Italien und Spanien verwendet. Die Tendenz ist steigend.

| | Alter der Brücken mit Spanngliedern mit zementösem Füllgut in Jahren in % aller Brücken | | | | |
|--------------------|---|-------|-------|-------|------|
| | <10 | 10-20 | 20-30 | 30-40 | >40 |
| Alle Länder | 22% | 26% | 34% | 17% | 0.5% |
| Schweiz | 10% | 18% | 47% | 24% | 0% |

Tabelle 2.13 Altersverteilung der Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) [PIARC 1999].

| | Alter der Brücken mit Spanngliedern mit zementösem Füllgut in Jahren in % aller Brücken | | | | | Total |
|---|---|------------|------------|------------|-----------|--------------|
| | <10 | 10-20 | 20-30 | 30-40 | >40 | |
| Metallische Hüllrohre | 18% | 18% | 22% | 10% | 0% | 69% |
| Nichtmetallische Hüllrohre (vorwiegend Kunststoff) | 0.25% | 0.04% | 0.38% | 0.01% | 0.00% | 0.68% |
| Keine Antwort | 6% | 9% | 12% | 5% | 0% | 31% |
| Total | 24% | 27% | 34% | 15% | 0% | 100% |

Tabelle 2.14 Material für die Hüllrohre für Spannglieder mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) [PIARC 1999].

Der Anteil von Brücken mit Spanngliedern mit zementösem Füllgut, die Dauerhaftigkeitsprobleme aufwiesen, war bei allen Ländern sehr klein und lag im Mittel bei 0.96% (Schweiz: 1.6%). Die Angaben der Länder basieren sehr wahrscheinlich nicht auf den gleichen Beurteilungskriterien und sind deshalb mit einer gewissen Vorsicht zu betrachten.

Gemäss der PIARC-Umfrage gab es nur in wenigen Ländern Brückeneinstürze wegen Korrosion an den Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut), nämlich Japan 2, Grossbritannien 2, Belgien 1. In acht Ländern wurden einige Brücken wegen Korrosionsschäden abgebrochen oder benötigten eine umfangreiche Instandsetzung.

Bei der Umfrage wurde auch nachgefragt, wie viele Brücken in den letzten vier Jahrzehnten und mehr durch welche Einflüsse stark geschädigt wurden. In der **Tabelle 2.15** sind die Ergebnisse zusammengestellt. Sie entsprechen den Erfahrungen in der Schweiz, wonach in den meisten Fällen mehrere Faktoren zu Schäden führen.

Im Bericht sind weiter 17 Fallbeispiele von verschiedenen Ländern beschrieben und ausgewertet worden (**Tabelle 2.16**).

| Factor | Age range (years) | | | | | Total | |
|--|-------------------|-----------|------------|------------|----------|------------|------|
| | <10 | 10-20 | 20-30 | 30-40 | >40 | | % |
| Design/Detailing | 1 | 6 | 10 | 13 | 1 | 31 | 8.8 |
| Specification | 0 | | 0 | 6 | 0 | 6 | 1.7 |
| Workmanship / execution | 2 | 1 | 9 | 17 | 1 | 30 | 8.5 |
| Maintenance/operation / dynamic impact | 1 | 12 | 14 | 5 | 0 | 32 | 9.1 |
| Concrete cracking | 0 | 6 | 4 | 5 | 0 | 15 | 4.3 |
| Other concrete deterioration | 0 | 3 | 9 | 4 | 0 | 16 | 4.6 |
| Concrete construction joints | 0 | 0 | 4 | 2 | 0 | 6 | 1.7 |
| Joints between precast segments | 1 | 9 | 10 | 2 | 0 | 22 | 6.3 |
| Expansion joints at anchorages | 0 | 13 | 17 | 7 | 0 | 37 | 10.5 |
| Duct/anchorage layout | 0 | 3 | 3 | 4 | 0 | 10 | 2.8 |
| Waterproofing layer | 0 | 13 | 20 | 15 | 1 | 49 | 14.0 |
| Deck drainage | 0 | 14 | 18 | 13 | 0 | 45 | 12.8 |
| Grouting | 0 | 1 | 16 | 26 | 1 | 44 | 12.5 |
| Tendon steel properties | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0.6 |
| Tendon corrosion prior to grouting | 4 | 0 | 1 | 0 | 0 | 5 | 1.4 |
| Coupling / continuity of tendons | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| Total | 11 | 81 | 136 | 119 | 4 | 351 | |
| Total, % | 3 | 23 | 39 | 34 | 1 | | 100 |

Tabelle 2.15 Faktoren, die die Dauerhaftigkeit von Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) ungünstig beeinflussen [PIARC 1999].

| Factor affecting durability | Bridge No. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Total | |
|--|------------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-------|--|
| | A | | B | | C | | D | | E | | F | | G | | | | H | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | | |
| Design / Detailing | | X | X | | X | X | X | | | | | | | | X | | | X | X | 8 | |
| Specification | | | X | | | | | | | | | | | | | | | X | | 2 | |
| Workmanship / Execution | X | | X | | | | | | X | | | | | | X | X | X | X | X | 8 | |
| Maintenance / Operation / Dynamic impact | X | X | X | X | | | | | | X | | | X | | X | X | | | X | 9 | |
| Concrete cracking | X | | | | | X | | X | X | | | | | | X | X | | | X | 7 | |
| Other concrete deterioration | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 | |
| Concrete construction joints | | | | | | | | X | | | | | | | | | | | | 1 | |
| Joints between precast segments | | | | | | | | | | | | | | | | | X | X | | 2 | |
| Expansion joints at anchorages | | | | X | | | | | | X | | | | X | | X | | | | 4 | |
| Duct / Anchorage layout | | | | | X | | | | | | | | | | | | | | | 1 | |
| Waterproofing layer | X | | | X | X | | | | X | X | | | X | X | X | X | X | | | 10 | |
| Deck drainage | | X | | X | | | | | | X | | | X | | | X | X | X | | 7 | |
| Grouting | | X | | | X | | X | | X | | | | | | X | X | X | X | X | 10 | |
| Tendon steel properties | | | | | | | | | | | X | | | | | | | | | 1 | |
| Tendon corrosion prior to grouting | | | | | | | | | | | | X | X | | | | | | X | 3 | |
| Coupling / Continuity of tendons | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 | |
| Marine environment | | | | X | | | | X | | | | | | | | | | | | 2 | |

Tabelle 2.16 Faktoren, die bei den Fallbeispielen die Dauerhaftigkeit von Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) ungünstig beeinflusst haben. Auszug aus Tabelle 6.1 von [PIARC 1999].

A: Österreich

B: Kuba

C: Japan

D: Niederlande

E: Portugal

F: Schweden

G: Schweiz

H: Grossbritannien

Bei den Beispielen aus der Schweiz handelt es sich um die Europabrücke in Zürich (Nr. 10, **ZH-08**), die Brücke in Herblingen (Nr. 11, **SH-02**), die Hundwilertobelbrücke (Nr. 12, **AR-01**), die Brücke über die Sihl in Zürich (Nr. 13, **ZH-16**) und die Urmibergbrücke in Seewen (Nr. 14, **SZ-02**).

Im Folgenden soll auf einige der anderen beschriebenen Brücken kurz eingegangen werden. Bei einer 1960 erbauten Brücke mit vorgespannten T-Trägern in Kuba (Beispiel Nr. 3) wurden 1975 erhebliche Korrosionsschäden festgestellt. Von 66 Trägern waren 42 wesentlich geschädigt (**Bild 2.68**). Die Schäden waren u.a. auf die Verwendung von chloridhaltigem Sand zurückzuführen. Der Brückenüberbau wurde ersetzt.



Bild 2.68 Wegen Korrosion gerissene Litzen der Bacunayagua-Brücke in Kuba [PIARC 1999].

Ein nicht alltäglicher Schaden entstand 1977 beim Bau einer Spannbetonbrücke aus Leichtbeton in den Niederlanden (Beispiel Nr. 6, Brücke über die Maas in der Nähe von Well). Vor dem Verpressen wurden die Spannglieder mit Wasser geflutet und danach mit Druckluft ausgeblasen. Beim Ausblasen, barst das Hüllrohr und sprengte den darüber liegenden Beton ab. Der Schaden trat ein, obwohl bis dahin in der gleichen Art etwa 20 Brücken gebaut worden waren und man glaubte, hierzu genügend Erfahrung zu haben. Die anschließenden Untersuchungen zeigten, dass beim Ausblasen Drücke bis 6 bar auftreten können und dass daher evtl. auch bei einigen der früher erbauten Brücken innere Risse bzw. Abplatzungen vorhanden sein könnten. Brücken mit Normalbeton verhielten sich diesbezüglich besser.

2.6.3 Externe Spannglieder

Bei der 1973/76 erbauten Überführung A3/A31 in Guildford, Surrey/UK, wurden 1994 zwei wegen Korrosion gerissene Spannglieder festgestellt (**Bild 2.69**) [PIARC 1999, 2001]. Auch andere Spannglieder wiesen Korrosionsschäden auf, wie die nachträgliche Kontrolle ergab. Bereits während des Aufbringens der Vorspannung brachen 5 Spannglieder. Dies führte zu einem etwa 1-jährigen Unterbruch der Bauarbeiten. Die Tatsache, dass während dieser Zeit die Litzen der Spannglieder nicht bzw. unzulänglich gegen Korrosion geschützt wurden wie auch die Verwendung von Fett, das offenbar keinen genügenden Schutz gegen das in den Endbereichen von den Fugen her eindringende Wasser geboten hat, wurden als wesentliche Auslöser der Schäden erachtet. Im Rahmen der Instandsetzung wurden 1996 alle externen Spannglieder ersetzt und die Brücke verstärkt.



a)



b)

Bild 2.69 Gerissenes Spannglied der Überführung A3/A31 in Guildford (a) und Zustand der Spannglieder im Bereiche des Endquerträgers (b) [PIARC 1999].

In [BV 1990] (Ziffer D050609) und [Forster 1980] ist die Grosse Naabbrücke in Schwarzenfeld, Deutschland, beschrieben, die 1953/54 erbaut und infolge mangelnder Vorspannung bereits drei Jahre nach dem Bau instand gesetzt werden musste. Die zu geringe Vorspannung wurde 1956 durch eine nachträglich eingebaute, freiliegende Seilunterspannung ergänzt. Hierzu wurden 16 Zugglieder ohne Verbund in Form von patentverschlossenen Stahlseilen $\varnothing 38$ mm verwendet. Nach dem Spannen erhielten die Zugglieder einen Anstrich. Anlässlich einer Inspektion im Jahre 1979 wurde festgestellt, dass eines der Zugglieder infolge starker Korrosion gerissen war (**Bild 2.70**). 1982 wurde – im Rahmen der zweiten Instandsetzung – die gesamte Seilunterspannung ersetzt. Beim Ausbau der alten Seile stellte man fest, dass alle Seile mehr oder weniger viele Drahtbrüche aufwiesen.

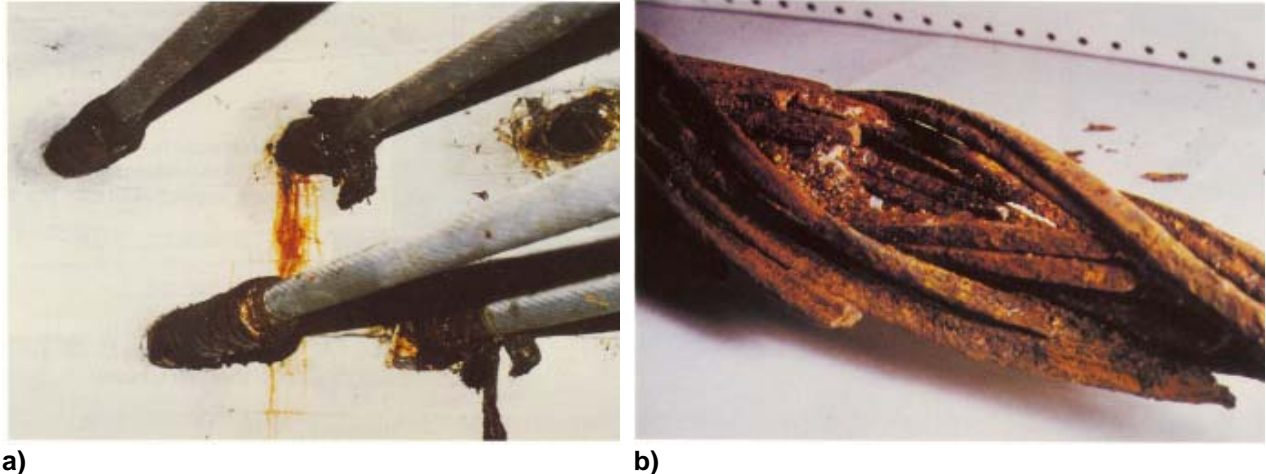


Bild 2.70 a) Mangelhafter Korrosionsschutz der ursprünglichen Unterspannung im Bereich der Durchführung durch die Querträger bei der Grossen Naabbrücke, b) Bruchstelle eines korrodierten Stahlseils der ursprünglichen Unterspannung [BV 1990].

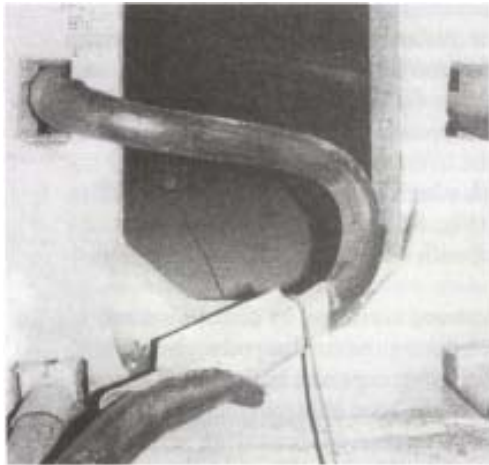
In [Godart 2001] werden mehrere Schadenfälle an externen Spanngliedern bei Brücken in Frankreich beschrieben. Bei zwei anfangs der 1950er-Jahre erbauten Brücken (Vaux sur Seine: Spannglieder mit 30 Drähten \varnothing 5 mm, Villeneuve Saint-Georges: Spannglieder mit 193 Drähten \varnothing 4.1 mm) wurden die Spannglieder im Innern der Hohlkästen geführt und diese mit Fett vor Korrosion geschützt. Bei beiden Brücken stellte sich mit der Zeit eine hohe Luftfeuchtigkeit in den Hohlkästen ein. Im einen Fall wurden die Belüftungsöffnungen durch Vogelnester verstopft und im anderen Fall war eine Einstiegsöffnung undicht. Bei der einen Brücke musste 1980 ein Spannglied wegen Korrosionsschäden ersetzt werden. Dabei wurde auch der Korrosionsschutz der Spannglieder erneuert. Bei der anderen Brücke fiel vor ein paar Jahren ein Spannglied aus (Bruch im Bereich der Verankerung wegen Ansammlung von Wasser und einem mangelhaften Korrosionsschutz in diesem Bereich).

Die 1953 erbaute Plattenbrücke Can Bia mit 58 externen Spanngliedern (12 Drähten \varnothing 7 mm) mit einem (allerdings, wie später festgestellt wurde, nicht vollständig deckenden) Bitumenanstrich als Korrosionsschutz wies bereits 1960 einige wegen Spannungsrisskorrosion gebrochene Drähte auf [Godart 2001]. Wasser gelangte wegen der fehlenden Abdichtung durch die Fahrbahnplatte an die Spannglieder. 1980 waren dann bereits 56 Drähte gebrochen (8% der vorhandenen Drähte). 1984 wurde die Brücke für den Verkehr gesperrt und danach abgebrochen. Für das Auftreten wurde der spannungsrisskorrosionsempfindliche Spannstahl verantwortlich gemacht.

Auch bei drei jüngeren Brücken (Brücke über den Durance: Baujahr 1986, Brücke Saint-Cloud: Baujahr 1974 und Rivière d'Abord: Baujahr 1991) gab es Korrosionsprobleme bei der externen Vorspannung [Godart 2001].

Bei der Brücke über den Durance (zwei Hohlkästen mit je 32 Spanngliedern mit je 19 Litzen \varnothing 15 mm in HDPE-Hüllrohren mit zementösem Füllgut) wurde ein Spanngliedbruch direkt bei der Verankerung festgestellt (**Bild 2.71**) [Godart 2001]. Die beim Bruch frei gewordene Energie führte zu einer starken Verformung des Spanngliedes. Als Ursachen wurden das Fehlen des Füllgutes über eine Länge von etwa 2.50 m und das Vorhandensein von Wasser erkannt. Röntgenografische Untersuchungen ergaben, dass über die ganze Länge des gebrochenen Spanngliedes Hohlstellen vorhanden waren. Die reflektometrischen Messungen ergaben keine schlüssigen Ergebnisse. Von den 64 freigelegten Ankerköpfen des betroffenen Hohlkastens waren 31% in einem befriedigenden Zustand, 16% waren stark korrodiert und bei 5% floss eine ölige Flüssigkeit bzw. ein Öl-Wasser-Gemisch aus. Die endoskopischen Untersuchungen hinter dem Ankerkopf bestätigten das teilweise Fehlen von Füllgut und den Korrosionsangriff bei einzelnen Litzen. Zunächst wurden 1996 das gebrochene Spannglied ersetzt, im Jahr 2000 alle

anderen des betroffenen Hohlkastens. Beim Ausbau der Spannglieder wurde in den Trompeten anstelle von Zementstein eine weissliche, teilweise feuchte Paste gefunden.



a)



b)

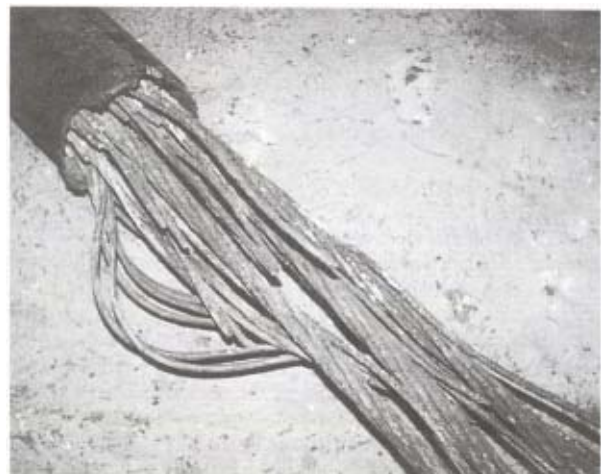
Bild 2.71 a) Gerissenes Spannglied der Brücke über den Durance und b) Zustand des zugehörigen Ankerkopfes [Godart 2001].

Die ursprünglich mit innen liegenden Spanngliedern vorgespannte Brücke Saint-Cloud wurde 1979 mit externen Litzenspanngliedern mit zementösem Füllgut verstärkt, da sich die Fugen zwischen den Elementen bereits kurze Zeit nach dem Bau geöffnet hatten [Godart 2001]. 1998 brach eines dieser externen Spannglieder in der Mitte. Durch die plötzlich frei gesetzte Energie wurde das Ende des Spanngliedes um etwa 1 m herausgeschleudert. Die nachträglichen Untersuchungen am gerissenen Spannglied zeigten, dass im Hüllrohr nur eine nasse sandige Masse ohne Zusammenhalt und mit einem pH-Wert zwischen 12 und 14 vorhanden war und dass der Spannstahl empfindlich auf Spannungsrisskorrosion war.

Bei der Brücke Rivière d'Abord riss ein Litzenspannglied über einer Stütze. Dabei schoss ein Reststück des Spanngliedes mit einem Ankerkopf an die etwa 3 m entfernte Wand des Widerlagers (**Bild 2.72**) [Godart 2001]. Im Hüllrohr wurde – ähnlich wie bei der Brücke über den Durance – eine weissliche, teilweise nasse Paste und stark korrodierte und teils gerissene Litzen gefunden.



a)



b)

Bild 2.72 a) Gerissenes Spannglied der Brücke Rivière d'Abord und b) Zustand der Litzen bei der Bruchstelle [Godart 2001].

In Grossbritannien gibt es nur eine geringe Zahl von Brücken mit aussen liegenden Spanngliedern mit oder ohne Verbund [Woodward 2001]. Abgesehen von Sprödbrüchen bei zwei Brücken aus der Anfangsphase der Vorspannung traten bei externen Spanngliedern einzig Probleme wegen des Auslaufens des Wachses und dem Eindringen von chloridhaltigem Wasser in die Hohlkästen auf.

Aus den USA gibt es nur wenige Berichte über Schäden an externen Spanngliedern. Der Teil 1 des Berichtes [Parsons 2002] enthält einen Artikel von R.G. Powers [Powers 2002] mit dem Titel „Corrosion of post-tensioned tendons in Florida’s bridges“. Darin wird auf zwei durch Korrosion stark geschädigte Brücken (Niles Channel- und Mid-Bay-Brücke) hingewiesen. Die Schäden wurden 1999 bzw. 2000 festgestellt. Im Schlussbericht vom Florida Department of Transportation sind die Probleme bei den externen Spanngliedern der Mid-Bay-Brücke (**Bild 2.73**) ausführlich dargelegt [FDOT 2001b]. Die Brücke hat insgesamt 141 Felder in der Regel mit je 6 Spanngliedern mit 19 Litzen, 0.6" Durchmesser, 7 Drähte. **Bild 2.74** zeigt einen Querschnitt und **Bild 2.75** die Längsschnitte eines inneren Feldes und eines Feldes im Bereich der Dehnfuge. Die Spannweite beträgt etwa 40 m, jene des Hauptfeldes etwa 80 m. Die entstandenen Korrosionsschäden gehen aus **Bild 2.76** hervor.



Bild 2.73

Ansicht der Unterseite der Mid-Bay-Brücke in Florida [FDOT 2001b].

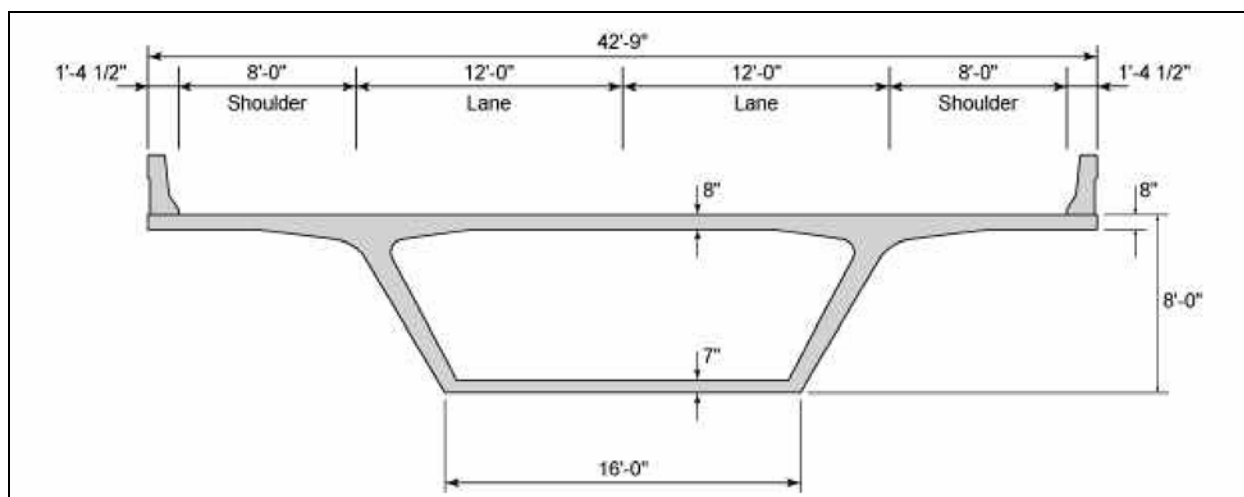


Bild 2.74 Querschnitt der Mid-Bay-Brücke [FDOT 2001b].

Die Korrosionsschäden an den Spanngliedern (vorwiegend, aber nicht nur in der Verankerungszone) und der vollständige Ausfall von einzelnen Spanngliedern bei Niles Channel- und Mid-Bay-Brücke wurden auf Mängel bei der Verfüllung (unvollständig, hoher w/z-Wert des Füllgutes, Segregation), auf Blutwasser sowie Wassereintrag während der Ausführung und evtl. auch während des Betriebs wegen undichten, beschädigten und teilweise gerissenen PE-Hüllrohren zurückgeführt [FDOT 2001b, 2002a, Powers 2002, Pielstick 2002]. Die korrosive

Wirkung von Makroelementen wird nicht ganz ausgeschlossen. Untersuchungen an ausgebauten Litzen haben gezeigt, dass Korrosionsnarben die 1%-Fließgrenze wenig, die Zugfestigkeit und die Dehnung hingegen deutlich reduzieren [Beitelman 2000]. Die Probleme und eingesetzten Untersuchungstechniken bei der Mid-Bay Brücke sind in [Corven 2001, FDOT 2001b] detailliert beschrieben. Auf die Instandsetzung der Mid-Bay-Brücke wird in [DSI 2001, FDOT 2001b] eingegangen.

Auf Grund der Mängel beim Füllgut der Spannglieder wurden in Florida die Vorschriften angepasst, eine verbesserte Verpressung der Spannglieder (z.B. mit Vakuuminjektion) und eine verstärkte Überwachung der Ausführung gefordert [FDOT 2001a, 2002b]. Zudem wurde die Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bei Brücken, die weniger als 15 bzw. 7 Fuss über Wasser bzw. Boden liegen, verboten.

In [Tilly 1994] werden einige generelle Hinweise zum Korrosionsschutz und einigen aufgetretenen Problemen mit externen Spanngliedern (mit und ohne Verbund) gegeben. Detaillierte Beschreibungen aber fehlen. Daneben werden die Vor- und Nachteile einiger Korrosionsschutzsysteme erläutert.

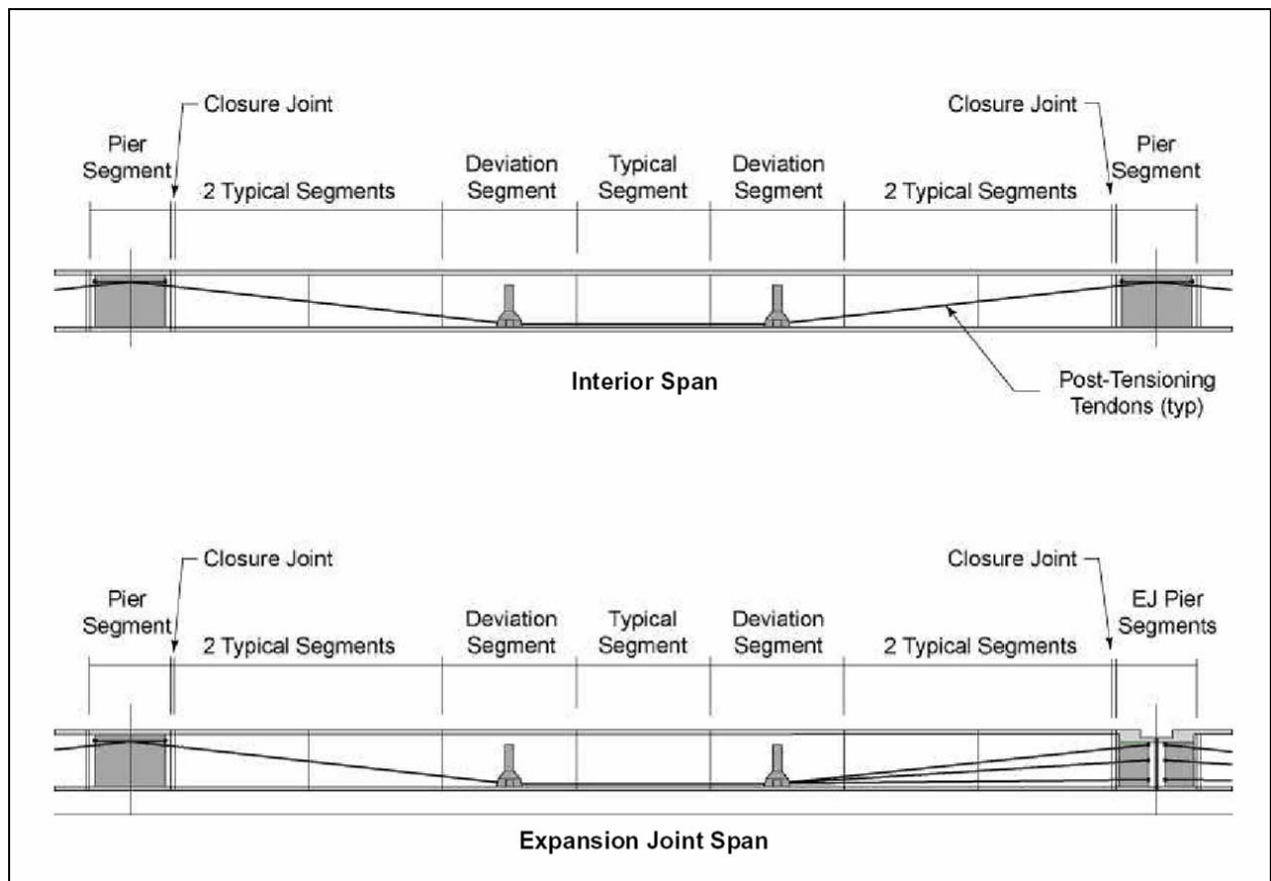


Bild 2.75 Längsschnitte der Mid-Bay-Brücke [FDOT 2001b].

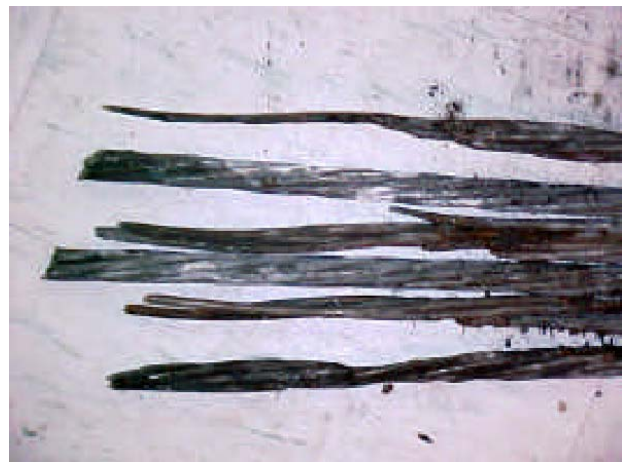


Bild 2.76 Korrosion an Ankerköpfen und Korrosionsschäden an den Litzen der Mid-Bay-Brücke [FDOT 2001b].

2.6.4 Spannglieder ohne Verbund

Innen liegende Spannglieder ohne Verbund wurden bisher vorwiegend in Gebäuden eingesetzt. In [Schupack 1989, 1994a, ACI 1998, Webster 1999, Kelley 2002] wird die Entwicklung des Korrosionsschutzes bei diesen Spanngliedern in den USA seit den 1950er-Jahren sowie deren Anwendung (hauptsächlich im Hochbau) dargestellt. In [Kelley 2002] wird auch auf die Entwicklung der Richtlinien des Post-Tensioning Institute (PTI) eingegangen. Die **Bilder 2.77 und 2.78** zeigt den Aufbau von Spanngliedern ohne Verbund, wie sie in Nordamerika verwendet wurden. Der aktuelle Stand der Technik wird in einer Publikation des fib beschrieben [fib 2005b].

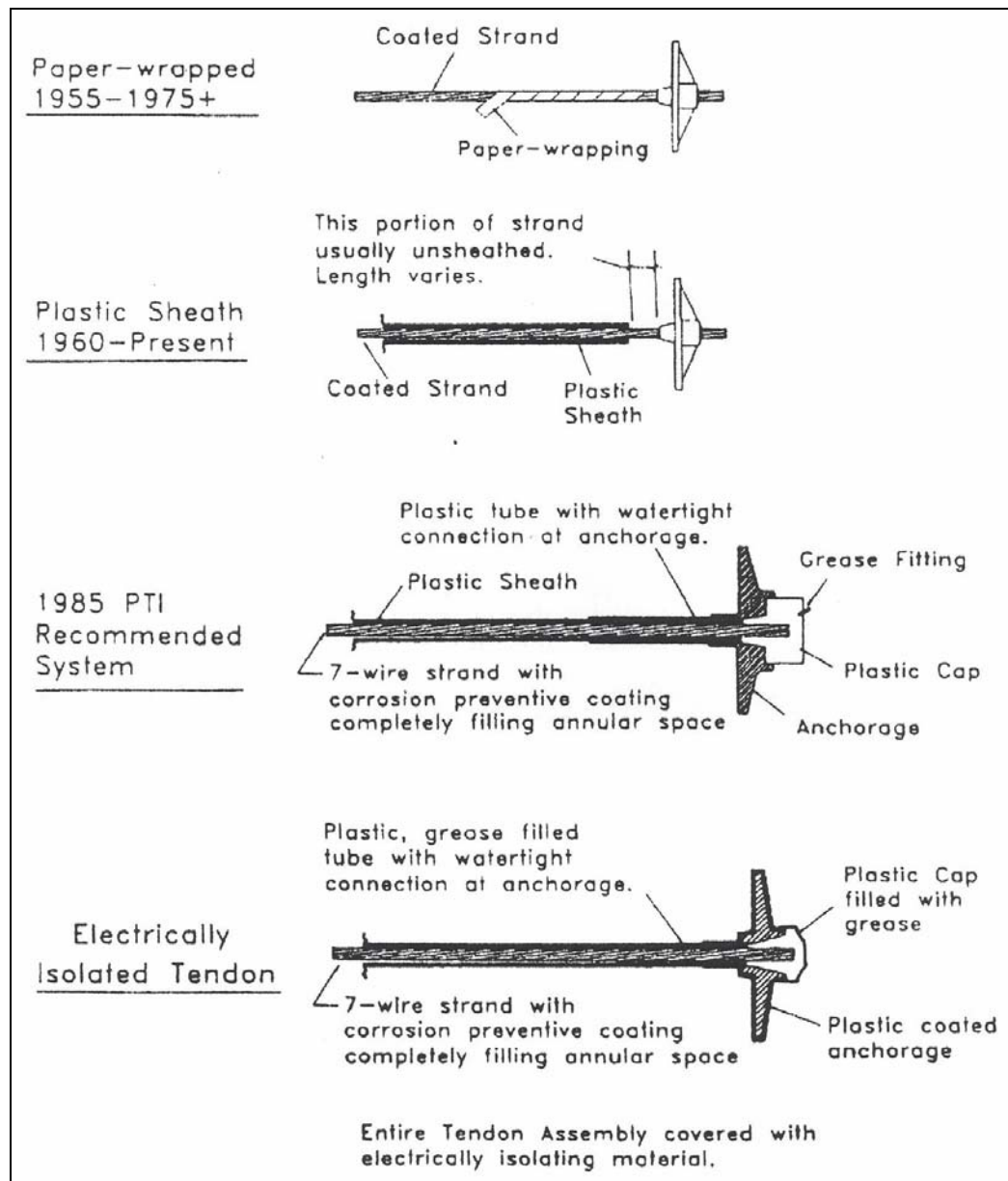
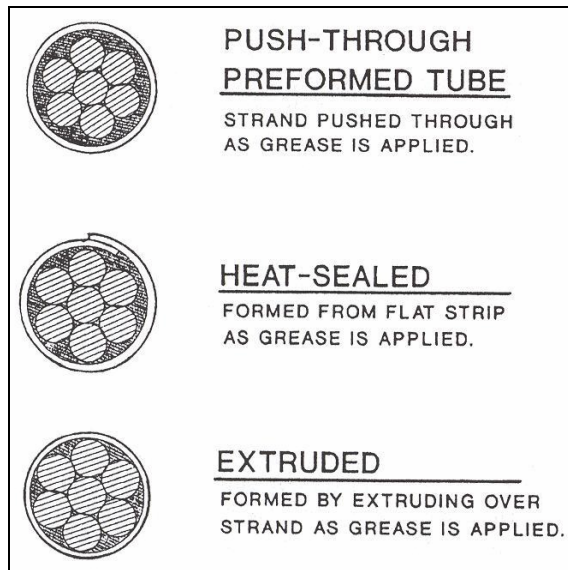


Bild 2.77 Entwicklung des Korrosionsschutzes bei Spanngliedern ohne Verbund [ACI 1998].

**Bild 2.78**

Aufbau von Spanngliedern ohne Verbund [ACI 1998].

Zu Korrosionsschäden an Spanngliedern ohne Verbund werden in einigen verfügbaren Publikationen Hinweise gegeben [Schupack 1989, 1994a, Webster 1999, Freyermuth 2001, Kelley 2002]. Umfassendere Darstellungen zum Thema liegen keine vor. **Bild 2.79** zeigt einen typischen Korrosionsschaden an der Litze eines Spanngliedes ohne Verbund.

**Bild 2.79**

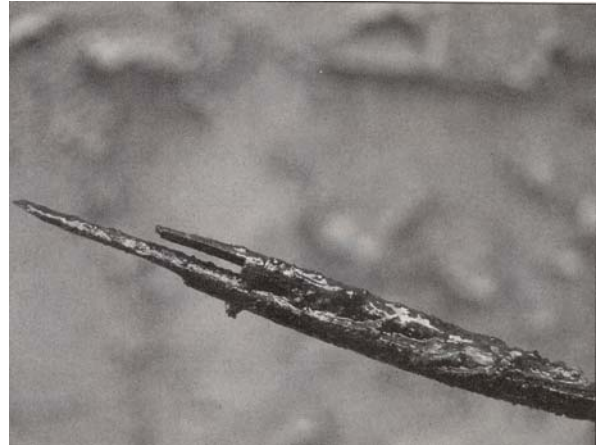
Korrosionsschaden an einer Litze eines Spann ohne Verbund [Webster 1999].

In den USA sind insgesamt nur wenige Schäden an innen liegenden Spanngliedern ohne Verbund – diese werden vornehmlich in Gebäuden eingesetzt – bekannt geworden [Freyermuth 2001]. Früher gab es offenbar auch Schäden wegen wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion [Schupack 1989].

Korrosionsschäden traten bei den in [Schupack 1994a] beschriebenen Fällen in Nordamerika (7-jährige Plattform, 13-jähriges Parkhaus, Decke eines Parkhauses) wegen von aussen eingedringendem, teils chloridhaltigem Wasser und des – vorab in früheren Jahren – ungenügenden Korrosionsschutzes auf. Schäden traten hauptsächlich im Bereich des Ankerkopfes auf, wo kein durchgehender Schutz durch das PE-Rohr vorhanden war (**Bild 2.80**). Sie waren Anlass für strengere Vorschriften.



a)



b)

Bild 2.80 a) Zustand des Ankerkopfes und b) korrodierte bzw. gerissene Litzen [Schupack 1994a].

Die bisherigen Korrosionsschäden in Nordamerika traten gemäss [Freyermuth 2001] vornehmlich bei Parkgaragen sowie bei Gebäuden auf, bei denen die Spannglieder an der Stirnseite der Balkone verankert waren (**Bild 2.81**). Diese waren meist auf einen ungenügenden Korrosionsschutz zurückzuführen. Einer der schlimmsten Schadenfälle betraf eine 1975 erbaute Parkgarage in Cleveland. Nachdem zwischen 1985 und 1993 von 2'400 Spanngliedern 128 ausgefallen waren, wurde sie abgerissen und ersetzt. Bei einer anderen Parkgarage in San Francisco wurde wegen Korrosionsschäden die ursprüngliche Vorspannung durch externe Spannglieder ersetzt.



Bild 2.81

Abgesprengter Beton wegen des Versagens von Spanngliedern [Schupack 2004].

In [Kelley 2002] wird von einem Schaden berichtet, bei dem die Spannglieder mit Papier umwickelt waren. Diese Art Korrosionsschutz wurde bis etwa Mitte der 1970er-Jahre verwendet. Wegen des Korrosionsabtrags – verursacht durch eingedrungenes Wasser – löste sich eines der Kabel aus der Verankerung und sprengte den darunter liegenden Beton weg (**Bild 2.82**). Probleme dieser Art entstanden vor allem bei Verankerungen im Bereich von undichten Dilatationsfugen (**Bild 2.83**).



a)



b)

Bild 2.82 a) Untersicht einer Decke mit losem Spannglied und b) Zustand des Ankerkopfes [Kelley 2002].



Bild 2.83

Starke Korrosionsangriffe bei der Verankerung der 18 Spannglieder im Bereich einer undichten Dilatationsfugen [Kelley 2002].

Die kanadischen Erfahrungen entsprechen weitgehend jenen der USA [Kesner 1996, Harder 2001] (**Bild 2.84**). Mitte der 1970er-Jahre gab es Schäden an einzelnen Parkgaragen, die umfassend instand gestellt werden mussten. 10 Jahre später wurde erkannt, dass auch bei anderen Gebäuden Schäden auftreten können. In diesen Fällen war während der Bauausführung Wasser in die Spannglieder eingedrungen (Transport, Lagerung auf der Baustelle, Einbau). Ein Zusammenhang zwischen dem Auftreten der Schäden und dem Alter der Bauten konnte nicht gefunden werden, jedoch mit dem Auftreten von Wasser. Besonders schwerwiegende Schäden traten bei einem 6-stöckigen Büro- und Wohngebäude mit einer 2-stöckigen Tiefgarage auf. Auf sämtlichen Stockwerken gab es eine grössere Anzahl von Litzenbrüchen.

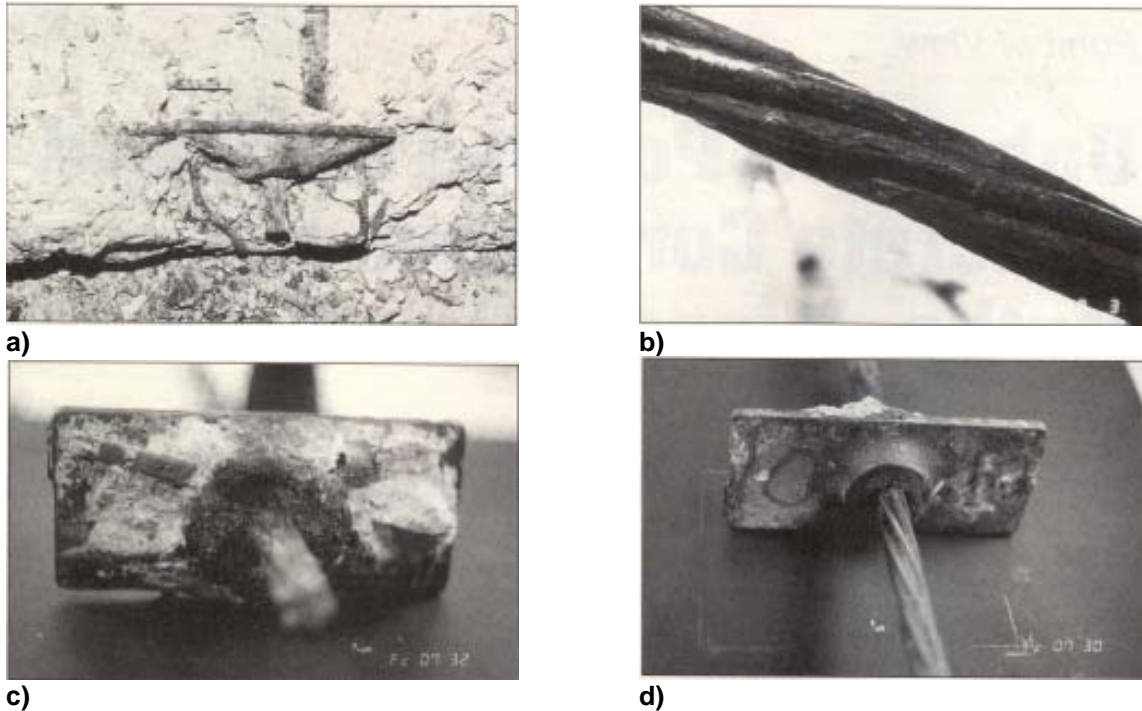


Bild 2.84 a) Korrosion an einem Ankerkopf, b) Korrosion an den Litzen im Ankerkopfbereich von c), c) Korrosion auf der Vorderseite des Ankerkopfes und d) Litzen auf der Rückseite des Ankerkopfes ohne Korrosion [Kesner 1996].

Von Schäden bei einer Parkgarage in Calgary mit etwa 700 Spanngliedern ohne Verbund wird in [Elliott 1996] berichtet. Im Rahmen der Instandsetzung wurden 160 Spannglieder in Bereichen mit grosser Gefährdung ausgewechselt. Bei einigen Spanngliedern waren bis zu vier Litzen gebrochen. Die meisten waren aber noch unter voller Spannung. Wegen der hohen Kosten wurde anstelle des 100%-igen Ersatzes der Spannglieder ein akustisches Monitoring-System installiert. Während der folgenden 2 Jahre konnten damit noch kleinere Flächen, wo der Ersatz einzelner Spannglieder nötig wurde, ermittelt werden. In dieser Zeit wurden weitere 17 Litzenbrüche registriert. Anwendungsbeispiele dieses Monitoringsystems, das unter dem Namen „SoundPrint“ kommerziell angeboten wird, sind in [Holley 2004, Elliott 2004] zu finden.

Die Vor- und Nachteile der verschiedenen Korrosionsschutzsysteme bei externen Spanngliedern ohne Verbund werden in [Tilly 1994] besprochen. Allgemeine Überlegungen zur Korrosionsproblematik von Spanngliedern ohne Verbund wie auch zur Instandsetzung werden auch in [Kesner 1996] gemacht. Es wird festgestellt, dass in ganz Nordamerika nur bei einem sehr geringen Prozentsatz der Bauten mit Spanngliedern ohne Verbund Korrosionsprobleme aufgetreten sind. Dass diese Art der Vorspannung eher einen schlechten Ruf hatte, wurde darauf zurückgeführt, dass bei einigen prominenten Bauten Probleme aufgetreten waren (bis zum vollständigen Ersatz des Vorspannsystems und/oder dem Anbringen einer zusätzlichen Vorspannung) und dies in die Schlagzeilen geriet. Unkenntnisse und fehlende bzw. ungenügende Untersuchungstechniken werden als Gründe für unverhältnismässige und teure Massnahmen angeführt. Es wird betont, dass zur Korrosion des Spannstahls Wasser und Sauerstoff genügen und Chloride nicht anwesend sein müssen. Anhand der Instandsetzung von Balkonen eines mehrstöckigen Wohnhauses werden die Überlegungen beispielhaft erläutert. Viele Hinweise zur Instandsetzung sind auch in [ACI 1998] festgehalten.

Von durch Mikroorganismen verursachten Korrosionsschäden bei Spanngliedern ohne Verbund bei einem mehrgeschossigen Gebäude wird in [Little 2001] berichtet. Danach haben Fadenpilze (*Fusarium* sp., *Penicillium* sp., und *Hormoconis* sp.) das Fett abgebaut. Die dadurch entstandenen Säuren (z.B. Ameisen-, Zitronen- und Essigsäure) haben danach zu Korrosion und Spannungsrissskorrosion an den Litzen geführt. Zu beachten ist, dass beim Abbau der Fette Wasser

entstehen kann. In der Publikation wird auf einen weiteren mikrobiell verursachten Korrosionsschaden an Spanngliedern bei einem Betonbehälter eines Kraftwerks in Denver hingewiesen. In diesem Zusammenhang sei auf den an einem Zementsilo festgestellten Korrosionsschaden in der Schweiz hingewiesen (**SH-03**).

2.6.5 Auswirkungen auf die Schweiz

Die Erfahrungen im Ausland mit Spannbetonbauten wurden in der Schweiz nicht nur bei den in der Vorspanntechnik tätigen Firmen, sondern auch bei den Bauherren und Ingenieuren zur Kenntnis genommen und waren Anlass, die eigenen Normen und Vorschriften zu überdenken. Dank der raschen und guten Kommunikation zwischen allen Beteiligten fanden neue Erkenntnisse schnell Eingang in die Praxis. Im Folgenden sollen dazu einige kurze Erläuterungen gegeben werden.

Die Einstürze von Staldecken in Bayern in den 1960er-Jahren veranlassten den damaligen Leiter der TFB, Hans Stamm, zu einem Rundschreiben (20. Februar 1963), in dem er von der Anwendung von Tonerdeschmelzzement dringend abriet [Stamm 1963].

Schon früh wurde in der Schweiz die unterschiedliche Empfindlichkeit von Spannstählen gegenüber Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung thematisiert und untersucht. Die ersten umfangreicheren Korrosionsuntersuchungen an Spannstählen wurden in der Schweiz von der Stahlton AG/Büro BBR [Roš 1964] und von A. Buckowiecki [Buckowiecki 1968] an der EMPA, Dübendorf, veranlasst bzw. selber durchgeführt. Hauptsächlicher Anlass für die Forschungsarbeiten der Stahlton AG und von Buckowiecki waren die Schäden an den Spannstählen beim Bau der Brücke in Herblingen bei Schaffhausen 1958 (**SH-02**). Diese Arbeiten wurden später von H. Böhni teilweise weitergeführt [Böhni 1975a,b].

Ziel dieser ersten schweizerischen Forschungsarbeiten war es, eine praxisrelevante Prüfung zu finden, um die Anfälligkeit der Spannstähle auf wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion zu beurteilen. So entstanden die EMPA-Bügelprobe und der EMPA-Hin- und Her-Biegeversuch. Damit konnte – in Übereinstimmung mit vielen anderen Forschungsarbeiten – die gegenüber den kalt gezogenen Spanndrähten viel höhere Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit von schlussvergüteten Spannstählen bestätigt werden. Von deren Einsatz wurde daher entschieden abgeraten. Die damals empfohlenen Schutzmassnahmen bei vorgespannten Bauwerken sind auch heute noch weitgehend gültig.

In [Roš 1964] wurden die damals bekannten und bedeutendsten Schadenfälle kurz erläutert. Er stützte sich dabei auf eine Arbeit, die am zweiten FIP-Kongress in Amsterdam 1958 vorgestellt wurde und auf seine eigenen Kenntnisse. Es ist nach Kenntnissen der Forschungsstelle die erste derartige schweizerische Publikation.

Anlässlich eines Kolloquiums der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentechnik am 20. Oktober 1967 wurden von H.R. Müller die Resultate der schweizerischen Forschungsarbeiten vorgetragen [Müller 1969]. In seinem Vortrag ging er auf die Korrosionsschäden an Spannstählen bei einer Versuchsstrecke für vorgespannte Betonstrassen ein und wies auf die Möglichkeit des temporären Schutzes mit Dampfphaseninhibitoren (VPI) hin.

Über Jahre hinweg sind die Ingenieure laufend über neue Erkenntnisse und Entwicklungen informiert und vertraut gemacht worden. Zu erwähnen sind insbesondere die 1989 vom SIA durchgeführte Tagung zum Thema Anker- und Spannsysteme [SIA 1989a], die Publikationen von Peter Matt [Matt 1989a,b, 1990, 1993, 1994, 1998, 2000, 2001, 2002] und die Veranstaltungen der TFB [TFB 1998, 1999] sowie des Vereins Schweizerischer Vorspannfirmer [VSV 2004]. Dies hat sicher wesentlich zu einer weiteren Sensibilisierung der Fachleute und damit zu einem verstärkten Qualitätsbewusstsein beigetragen.

Wesentliche Erkenntnisse sind später in die ASTRA/SBB-Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ eingeflossen [ASTRA 2001]. Mit der neuen Normengeneration des SIA [SIA 2003a] wurde ein weiterer wichtiger Schritt zur Verbesserung der Spannsysteme gemacht. Die vom Verein Schweizerischer Vorspannfirmer (VSV) im Oktober 2004 durchgeführte Tagung unterstützt die Bemühungen zur praktischen Umsetzung dieser Verbesserungen [VSV 2004].

2.7 Erkenntnisse und Folgerungen

2.7.1 Einleitung

In den folgenden Kapiteln sollen die Erkenntnisse aus den in- und ausländischen Schäden zusammenfassend dargestellt werden.

Gemäss einer Umfrage in mehreren europäischen Ländern ist die Korrosion der Bewehrung die Hauptursache für Schäden an Brücken [Daly 1999]. Daneben gibt es eine Vielzahl von Ursachen. Probleme mit der Vorspannung stehen dabei nur in wenigen Ländern weit vorne (**Tabelle 2.17**). Im genannten Bericht wird betont, dass die von den einzelnen Ländern erhaltenen Informationen nur beschränkt vergleichbar sind, da die die Schäden unterschiedlich kategorisiert werden.

In den USA sind Überschwemmungen (Unterspülungen), Kollisionen und Überbelastungen durch Lastwagen, Züge und Schiffe die weitaus häufigsten Ursachen für das Versagen von Brücken. Danach folgen Planung, Ausführung, Material und Unterhalt [Wardhana 2003a]. Ähnlich ist die Situation bei Gebäuden [Wardhana 2003b].

Gemäss [Mutsuyoshi 2004] ist in Japan die Zahl der Brücken, die wegen Korrosionsschäden ersetzt werden mussten, nach wie vor gering.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass sich die Spannbetonbauweise grundsätzlich gut bewährt hat. Weltweit ist nur eine geringe Anzahl von vorgespannten Bauwerken eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl (z.B. Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Hüttensandzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand, CaCl_2 als Beschleuniger) (z.B. Deutschland, Jugoslawien, USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (z.B. Sizilien)
- Wasser- und Chlorideintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (z.B. Grossbritannien, Belgien).

Nur in wenigen Fällen war eine einzige der oben genannten Ursachen alleine für einen Einsturz verantwortlich. Meistens führten erst die Empfindlichkeit der Konstruktion und eine Kombination verschiedener Ursachen zum Versagen.

Vielfach waren Anzeichen einer gefährlichen Zustandsentwicklung vorhanden, sie wurden aber nicht ernst genommen oder übersehen. Es gab aber auch einige Einstürze, die ohne jegliche Vorankündigung (z.B. in Form von grösser werdenden Verformungen und Rissen) auftraten. Bei diesen Fällen spielte die hohe Spannungsrissskorrosionsempfindlichkeit des verwendeten Spannstahls eine wichtige Rolle.

Bei verschiedenen Spannbetonbauten waren erhebliche Korrosionsschäden am Spannsystem aufgetreten, ohne dass dies zu einem katastrophalen Versagen geführt hätte. Meist wurden die Schäden rechtzeitig erkannt (Verformungen, Risse; duktiler Verhalten) und konnten mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden. In einigen Fällen waren Ersatzbauten erforderlich.

Wesentliche Erkenntnisse sind später in die ASTRA/SBB-Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ eingeflossen [ASTRA 2001]. Mit der neuen Normengeneration des SIA [SIA 2003a] wurde ein weiterer wichtiger Schritt zur Verbesserung der Spannsysteme gemacht. Die vom Verein Schweizerischer Vorspannfirmer (VSV) im Oktober 2004 durchgeführte Tagung unterstützt die Bemühungen zur praktischen Umsetzung dieser Verbesserungen [VSV 2004].

2.7 Erkenntnisse und Folgerungen

2.7.1 Einleitung

In den folgenden Kapiteln sollen die Erkenntnisse aus den in- und ausländischen Schäden zusammenfassend dargestellt werden.

Gemäss einer Umfrage in mehreren europäischen Ländern ist die Korrosion der Bewehrung die Hauptursache für Schäden an Brücken [Daly 1999]. Daneben gibt es eine Vielzahl von Ursachen. Probleme mit der Vorspannung stehen dabei nur in wenigen Ländern weit vorne (**Tabelle 2.17**). Im genannten Bericht wird betont, dass die von den einzelnen Ländern erhaltenen Informationen nur beschränkt vergleichbar sind, da die die Schäden unterschiedlich kategorisiert werden.

In den USA sind Überschwemmungen (Unterspülungen), Kollisionen und Überbelastungen durch Lastwagen, Züge und Schiffe die weitaus häufigsten Ursachen für das Versagen von Brücken. Danach folgen Planung, Ausführung, Material und Unterhalt [Wardhana 2003a]. Ähnlich ist die Situation bei Gebäuden [Wardhana 2003b].

Gemäss [Mutsuyoshi 2004] ist in Japan die Zahl der Brücken, die wegen Korrosionsschäden ersetzt werden mussten, nach wie vor gering.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass sich die Spannbetonbauweise grundsätzlich gut bewährt hat. Weltweit ist nur eine geringe Anzahl von vorgespannten Bauwerken eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl (z.B. Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Hüttensandzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand, CaCl_2 als Beschleuniger) (z.B. Deutschland, Jugoslawien, USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (z.B. Sizilien)
- Wasser- und Chlorideintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (z.B. Grossbritannien, Belgien).

Nur in wenigen Fällen war eine einzige der oben genannten Ursachen alleine für einen Einsturz verantwortlich. Meistens führten erst die Empfindlichkeit der Konstruktion und eine Kombination verschiedener Ursachen zum Versagen.

Vielfach waren Anzeichen einer gefährlichen Zustandsentwicklung vorhanden, sie wurden aber nicht ernst genommen oder übersehen. Es gab aber auch einige Einstürze, die ohne jegliche Vorankündigung (z.B. in Form von grösser werdenden Verformungen und Rissen) auftraten. Bei diesen Fällen spielte die hohe Spannungsrissskorrosionsempfindlichkeit des verwendeten Spannstahls eine wichtige Rolle.

Bei verschiedenen Spannbetonbauten waren erhebliche Korrosionsschäden am Spannsystem aufgetreten, ohne dass dies zu einem katastrophalen Versagen geführt hätte. Meist wurden die Schäden rechtzeitig erkannt (Verformungen, Risse; duktiler Verhalten) und konnten mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden. In einigen Fällen waren Ersatzbauten erforderlich.

| Country | Est. number of bridges | Number on national roads | % with defects | Main causes of deterioration |
|----------|------------------------|--------------------------|------------------|--|
| France | 233,500 | 21,500 | 39% ¹ | Corrosion of reinforcement Inadequate compaction Corrosion of prestressing tendons Defective grouting Inadequate water-proofing Inadequate design for thermal effects Alkali-silica reaction |
| Germany | 80,000 | 34,800 | 37% ² | Corrosion of reinforcement Design/construction faults Faulty bearings, joints, drainage, etc Overloading Vehicle impact Fire, flooding |
| Norway | 21,500 | 9,173 | 26% ³ | Corrosion of reinforcement Freeze-thaw damage Alkali-silica reaction Deterioration of paint, etc Corrosion of steel Construction faults, shrinkage Use of sea water in mix Settlement of foundations, scour |
| Slovenia | N/A | 1,762 | N/A | Corrosion of reinforcement Corrosion of prestressing tendons Failure of waterproofing Corrosion at abutments Freeze-thaw damage Corrosion of steel Defective expansion joints |
| Spain | N/A | 12,380 | N/A | Corrosion of reinforcement Corrosion of steel Inadequate waterproofing Defective expansion joints Impact from high-sided vehicles |
| UK | 155,000 | 10,987 | 30% ⁴ | Corrosion of reinforcement Corrosion of prestressing tendons Impact damage Shrinkage cracking Freeze-thaw Alkali-silica reaction Carbonation |

1 Based on survey of bridges on national roads only, based on an IQOA as follows:

2E: bridges with minor defects, but which require immediate attention to prevent rapid progression (25%)

3: structurally impaired, requiring non-urgent repair work (11%)

3U: structurally impaired, capacity already inadequate (3%)

2 Based on inspection a condition rating of >2.5 from a survey of 750 bridges on federal highway and trunk road network.

3 Based on a survey of 149 concrete bridges only: a further 17% contained repaired corrosion damage.

4 Based on visual survey of random samples of bridges of all types.

Tabelle 2.17 Schätzwerte für die Anzahl Brücken mit Mängeln/Schäden und Hauptursachen für die Mängel/Schäden [Daly 1999].

Die Häufigkeit der Korrosionsschäden bei Spannbetonbauten ist im Vergleich zu anderen Bauweisen und zur Gesamtzahl an solchen Bauten gering [Freyermuth 1998, PIARC 1999, Yunovich 2002] (siehe auch **Kapitel 2.6.2**). Gemäss einer 1997 von der amerikanischen Federal Highway Administration (FHWA) durchgeführten Untersuchung von 470'000 amerikanischen Brücken verhalten sich Spannbetonbrücken wesentlich besser als Stahl-, Beton- oder Holzbrücken (**Tabelle 2.18**).

| | Betonbrücken | Spannbetonbrücken | Stahlbrücken | Andere | Total |
|--------------------------------------|---------------------|--------------------------|---------------------|---------------|--------------|
| Anzahl | 235'151 | 107'666 | 200'202 | 40'395 | 583'414 |
| Anteil geschädigte Brücken | 21'164 | 3'230 | 54'054 | 14'671 | 93'119 |
| Anteil geschädigte Brücken, % | 9 | 3 | 27 | 36 | 16 |

Tabelle 2.18 Vergleich der Schadensquote von amerikanischen Brücken [Yunovich 2002].

Ein Vergleich der Schadensanfälligkeit oder -häufigkeit zwischen verschiedenen Ländern ist kaum möglich, da sich sowohl Art und Umfang der Berichterstattung sowie die Anzahl der vorgespannten Bauten von Land zu Land erheblich unterscheiden. In allen Ländern war man sich der grossen Bedeutung der Spannsysteme für das Tragverhalten und des Korrosionsschutzes des Spannstahls von Beginn an sehr bewusst.

Auch ein Vergleich der Schadensanfälligkeit oder -häufigkeit zwischen Spannbettvorspannung und Spanngliedern mit oder ohne Verbund, zwischen innen und aussen liegenden Spanngliedern oder zwischen Spanngliedern mit oder ohne Verbund ist wegen der insgesamt geringen Zahl von Schäden nicht möglich.

Es soll hier aber darauf verwiesen werden, dass Segmentbrücken mit externer Vorspannung und nicht durchlaufender Bewehrung ein ungünstigeres Ankündigungsverhalten aufweisen können (insbesondere dann, wenn keine durchlaufende Bewehrung vorhanden ist) als Brücken mit innen liegenden Spanngliedern [Tandler 2001]. Weiter ist die beim Bruch von aussen liegenden Spanngliedern frei gesetzte Energie zu beachten (Personen- und Sachschäden).

In den folgenden Kapiteln werden zunächst einzelne Teilaspekte der Korrosion und des Korrosionsschutzes von Spannsystemen behandelt (**Kapitel 2.7.2 bis 2.7.6**). Einzelne Themen werden wegen ihrer Bedeutung in eigenen Kapiteln behandelt (z.B. temporärer Korrosionsschutz). Danach werden im **Kapitel 2.7.7** die verschiedenen Aspekte zu Gefährdungsbildern verdichtet. In Kenntnis der Gefährdungsbilder sollte es möglich sein, weitere Verbesserungspotenziale (beim System, bei der Ausführung, bei der Überwachung, etc.) zu erkennen sowie das richtige Vorgehen bei der Überprüfung, Überwachung und Instandsetzung von Spannbetonbauten festzulegen.

2.7.2 Schwachstellen bei den Spannsystemen

Korrosionsschutzsystem

Bei vielen Schadenfällen waren Schwachstellen beim Korrosionsschutz während oder nach dem Einbau der Spannsysteme Ausgangspunkt zu Schäden. Dazu zählen:

- ungenügender oder kein temporärer Korrosionsschutz
- nicht durchgehender bzw. unterbrochener Korrosionsschutz (z.B. bei Verankerungen, Kupplungen, Fugen)
- nicht baustellentaugliche Lösungen der Vorspannfirmer (Systemanbieter) bei "Unstetigkeiten" (z.B. konstruktive Durchbildung der Spannsysteme und Materialwahl bei Endverankerungen und Kupplungen)
- Einsatz falscher oder ungeeigneter Materialien vorab bei Verbindungs- bzw. Kupplungsstellen, Fugen, Schwindgassen, zum Verfüllen von restlichen Hohlräumen oder zur Abstützung der Spannglieder (chloridhaltige Mörtel, Holz, Kork, Karton, bituminöse Dichtungsbänder etc.)
- Einsatz ungeeigneter Zemente (Tonerdeschmelzzement, sulfidhaltiger Hüttensandzement)
- unvollständige Verpressung der Spannkanäle (siehe unten)
- undichte Hüllrohre im eingebauten Zustand (siehe unten)
- zu dünnwandige Kunststoffhüllrohre
- ungeeignetes Füllgut (zu weiches oder nicht dauerhaftes Fett, hoher w/z-Wert bei zementösem Füllgut)
- ungeeignete Zusatzmittel für zementöses Füllgut, Mörtel oder Beton (CaCl_2 als Beschleuniger, ungeeignete Fließmittel)
- Korrosionsschutz nicht dauerhaft: z.B. Beschichtungen (Anstriche).

Die Frage, ob eine galvanische Verzinkung oder Feuerverzinkung mehr nützt als schadet, wird immer noch kontrovers diskutiert (Festigkeit des Stahls, Vorbehandlung, Angriffsverhältnisse).

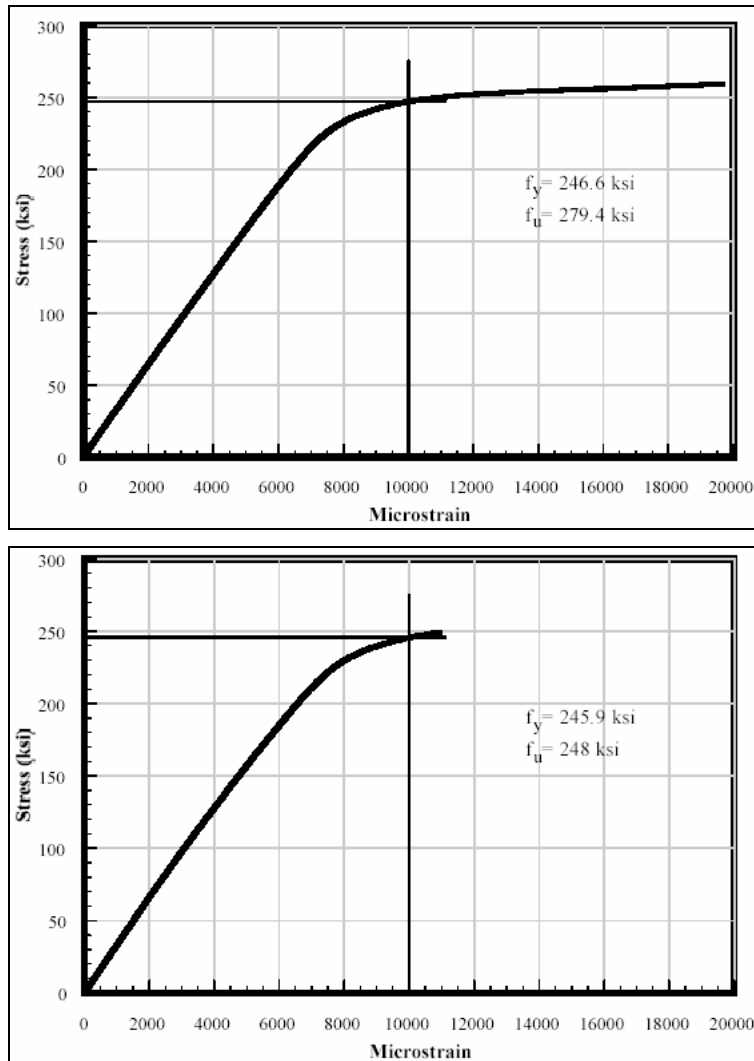
Einige Ergebnisse von umfangreichen Untersuchungen zur Verbesserung des Korrosionsschutzes von Schrägseilsystemen [Hamilton 1995, 1998] können auch auf Spannsysteme übertragen werden.

Spannstahl

Die verschiedenen Korrosionserscheinungen sind in **Kapitel 1.2** erläutert. Grundsätzlich korrodiert Spannstahl ähnlich wie Betonstahl, d.h. es laufen die gleichen Korrosionsprozesse ab [Hunkeler 1994]. Die am häufigsten beobachteten Korrosionsarten sind der flächige und muldenförmige Abtrag sowie der Lochfrass, auch Lochkorrosion genannt. Weniger häufig ist die Spannungsrissskorrosion. Spannungsrissskorrosion ist die gefährlichste der Korrosionsarten, da sie schon bei einem schwachen Korrosionsangriff eintreten kann und zu einem nicht vorhersehbaren Versagen führen kann.

Wegen der höheren mechanischen Festigkeiten und der in der Regel geringeren Abmessungen reagieren Spannstähle wesentlich empfindlicher auf Korrosion als Betonstähle. Korrosionsnarben und lochfrassartige Angriffstellen sind Kerben und erhöhen lokal die Spannungen.

Merkliche Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Spannstählen über die Nutzungszeit konnten bisher nur dann nachgewiesen werden, wenn die Spannstähle Korrosionsangriffe aufwiesen. Durch Korrosionsangriffe werden die Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul weniger, Bruch- und Gleichmassdehnung sowie die Biegezug- und Ermüdungsfestigkeit stärker beeinflusst [Geymayer 1984, Jungwirth 1986, Waubke 1991, Nürnberger 1995, 2002a,b, Beitelmann 2000, EMPA 2001, Nakamura 2004]. **Bild 2.85** zeigt beispielhaft den Einfluss von Korrosionsnarben auf das Spannungsdehnungsverhalten der Litzen aus der Mid-Bay-Brücke in Florida.

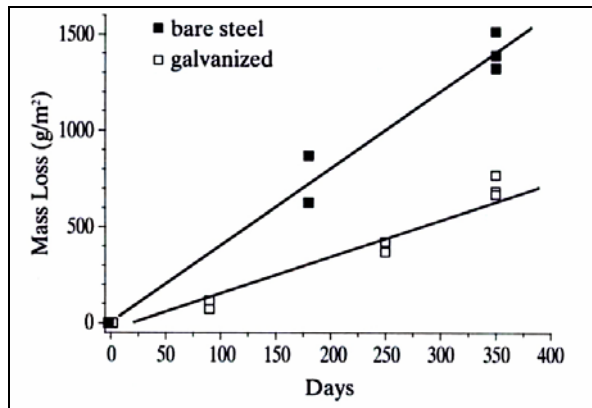
**Bild 2.85**

Spannungsdehnungskurve an Litzen aus der Mid-Bay-Brücke in Florida: Litzen ohne Korrosionsnarben (oben) und Litzen mit Korrosionsnarben (unten) [Beitelmann 2000].

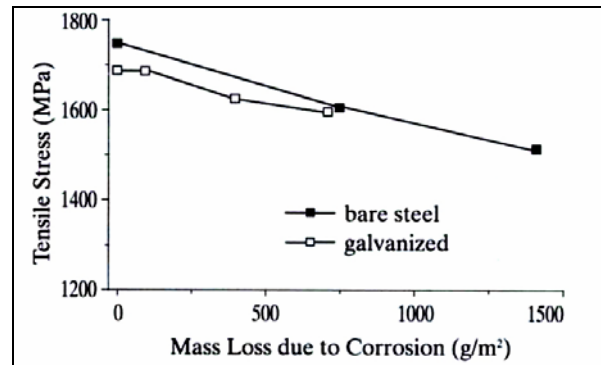
In **Bild 2.86** sind die Resultate der umfangreichen Laboruntersuchungen von [Nakamura 2004] dargestellt. Daraus geht hervor, dass die Zugfestigkeit proportional mit dem Restquerschnitt abnimmt. Auch die Bruchdehnung der unverzinkten Spanndrähte nimmt linear mit dem Korrosionsabtrag ab. Demgegenüber fällt die Bruchdehnung bei den verzinkten Spanndrähten (Zinkschichtdicke 343 g/m^2 bzw. $50 \mu\text{m}$) ab einem Abtrag von etwa 100 g/m^2 stark ab. Dies wird aber nicht auf Wasserstoffstoffversprödung zurückgeführt, sondern auf den ungleichmässigen Korrosionsabtrag an den Spanndrähten bzw. auf die dadurch verursachte Oberflächenrauigkeit, d.h. auf die Kerbwirkung von Angriffsstellen. Wird die Oberfläche der Spanndrähte nämlich nachträglich geschliffen, verschwindet der Einfluss (**Bild 2.87**).

Auch das Ermüdungsverhalten wird durch die Korrosion negativ beeinflusst (**Bild 2.88**). Eine Dauerschwingfestigkeit ergibt sich nur dann, wenn der Korrosionsprozess sich stark verlangsamt oder gestoppt wird. Diese Ergebnisse decken sich mit Untersuchungen von Nürnberger [Nürnberger 1995].

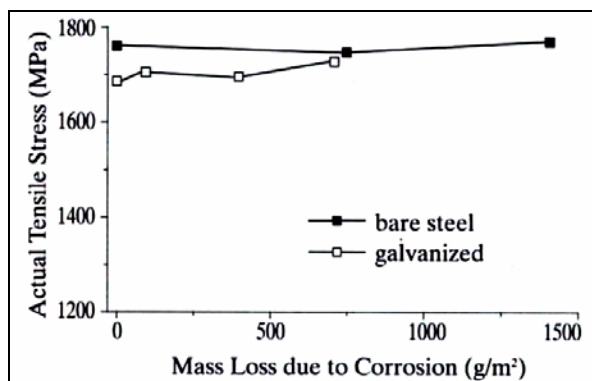
Anlass für die Arbeit von Nakamura waren gerissene Spanndrähte bei Hängebrücken. Auf Grund der Untersuchungen kommt er zum Schluss, dass für die Spannstahlbrüche mehrere Ursachen gleichzeitig von Bedeutung sind: Korrosionsabtrag, Ermüdung, hohe Eigenspannungen, Wasserstoff und Reibkorrosion.



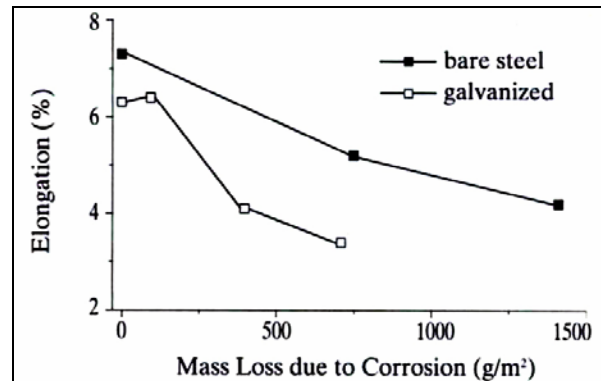
a)



b)

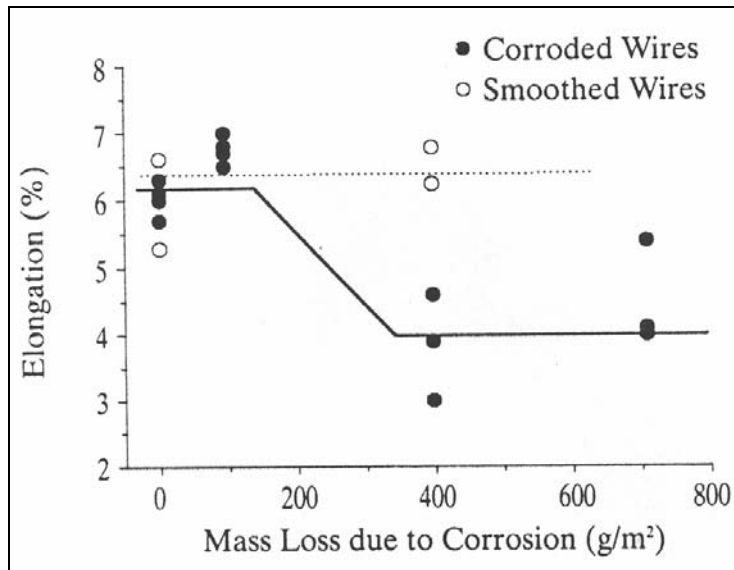


c)

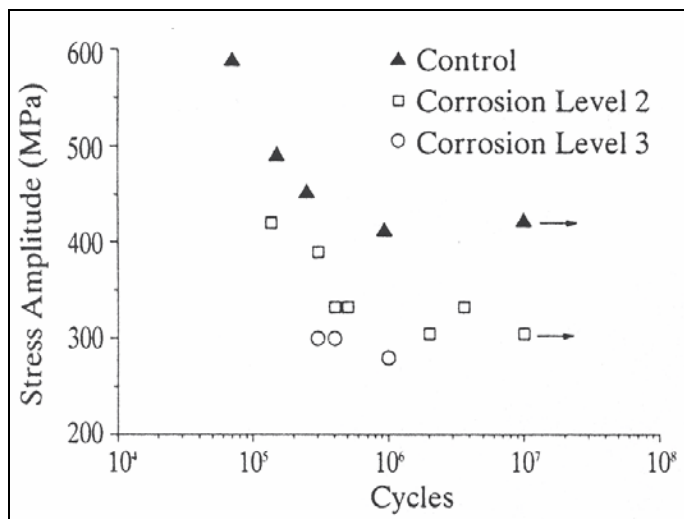


d)

Bild 2.86 a) Korrosionsabtrag über die Zeit und b) bis d) Einfluss der Korrosion auf die mechanischen Eigenschaften von verzinkten und unverzinkten Spanndrähten $\varnothing 5$ mm: b) gemessene Zugfestigkeit, c) Zugfestigkeit bezogen auf den effektiven Restquerschnitt und d) Bruchdehnung [Nakamura 2004].

**Bild 2.87**

Einfluss des Korrosionsabtrags bzw. der nachträglichen Bearbeitung der korrodierten Fläche auf die Bruchdehnung von korrodierten Spanndrähten [Nakamura 2004].

**Bild 2.88**

Einfluss der Korrosion auf die Schwingfestigkeit von Spanndrähten [Nakamura 2004].

Spannstähle können eine sehr unterschiedliche Empfindlichkeit auf die so genannte Wasserstoffversprödung aufweisen. Dies ist abhängig von der Stahlzusammensetzung, vom angreifenden Medium und von den vorhandenen inneren und äusseren Spannungen. Generell gilt, dass die Gefährdung durch wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion unter sonst gleichen Umgebungsbedingungen mit zunehmender Festigkeit und höherer Spannung zunimmt [Nürnberger 1995]. Innere Spannungen z.B. wegen der Kaltverformung wirken sich ungünstig aus [Elices 2004]. Es gibt verschiedene Prüfverfahren, um die Empfindlichkeit von Spannstählen gegenüber Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung nachzuweisen. Ob bei einem Spannstahlbruch eine Wasserstoffversprödung stattgefunden hat oder nicht, lässt sich nur von einer Fachperson beurteilen.

In praktisch allen Ländern traten Schäden infolge (wasserstoffinduzierter) Spannungsrisskorrosion auf. Im Vergleich zum Ausland (vorab Deutschland) wurde in der Schweiz schon sehr früh auf die Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit von Spannstählen geachtet (**Kapitel 2.6.5**). Bisher traten in der Schweiz nur zwei Fälle auf, bei dem die Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit des schlussvergüteten Spannstahls der ausschlaggebende Faktor für den Korrosionsschaden war (**SH-02**).

Aus grundsätzlichen Überlegungen ist die Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion bei Stangen (Stäben) grösser als bei Draht- oder Litzenbündeln. Bei Stangen kann eine einzelne Korrosionsstelle mit einem Anriss zum Ausfall des ganzen Spanngliedes führen.

Ermüdungskorrosion wurde bisher nur bei einem Einzelfall dokumentiert, nämlich bei Einzelspanngliedern (\varnothing 26 mm) in einer Koppelfuge einer Brücke im Heerterdreieck (Deutschland). (Anmerkung: Dies gilt nicht für Schrägseilssysteme, siehe **Kapitel 3**.)

Reibkorrosion als Schadenursache wurde bisher weder in der Schweiz noch im Ausland beobachtet. (Anmerkung: Dies gilt nicht für Schrägseilssysteme, siehe **Kapitel 3**). Grundlegende Untersuchungen zur Reib-Ermüdung wurden Mitte der 1980er-Jahre an der ETH Zürich durchgeführt [Oertle 1987].

Die Frage der Verzinkung von Spannstählen für Spannglieder ohne Verbund wird nach wie vor kontrovers diskutiert. Bei verschiedenen Fällen macht es den Anschein, dass die Verzinkung eher einen negativen Einfluss hatte. Es gibt aber auch positive Befunde.

Hüllrohre

In den weitaus meisten Fällen sind bisher runde gewellte Metallhüllrohre (gefalzt oder längsgeschweisst) verwendet worden, die aus einem dünnwandigen Stahlblech (blank oder galvanisch mattverzinkt) hergestellt wurden.

Das gewellte metallische Hüllrohr hat den Vorteil, dass es beim Verlegen dem Kabelverlauf gut angepasst werden kann ohne dass es einknickt. Wenn jedoch das Hüllrohr zu stark gebogen wird, kann sich die Falznaht öffnen. Der gefalzte Hüllrohrtyp ist nicht vollständig wasserdicht, jedoch dicht genug, um den Zementleim nicht in das Rohr eindringen zu lassen. Anmerkung: Die heutigen Anforderungen an die Hüllrohre sind strenger. Es wird gemäss EN 523 [CEN 2003b] ein dichtes Hüllrohr verlangt. Die entsprechende Prüfung ist in der EN 542-6 [CEN 2003b] festgelegt, wobei die verwendeten Hüllrohre vorgängig einen Hin- und Herbiegeversuch und einen Zugbelastungsversuch überstehen müssen.

Bei der Inspektion von Spanngliedern beim Abbruch von Brücken wurden oftmals in den Umlenkbereichen (Kabelhalterung in Hoch- und Tiefpunkten) deformierte Hüllrohre angetroffen (z.B. **BE-17**). Solche Deformationen entstehen beim Spanngliedeinbau oder beim Betonieren und sind auf einen unsachgemässen Einbau oder auf zu geringe Wandstärken zurückzuführen.

Als Besonderheiten bei Metallhüllrohren sind die Verzweigung grosser Spannglieder vor den Verankerungen mittels Hosenrohren (z.B. **BE-17**) wie auch die Bündelung von jeweils vier Spanngliedern in einem rechteckigen Blechkanal zu nennen (**BE-23**).

Bei einigen der dokumentierten Korrosionsschäden an Spanngliedern mit Metallhüllrohren war das dünnwandige Hüllrohr (Wandstärke 0.3 – 0.4 mm) lokal oder flächig angerostet und oft auch durchkorrodiert. Stand der Spannstahl noch in direktem Kontakt mit den durchkorrodierten Hüllrohrwandungen, war dieser in der Folge ebenfalls von der Korrosion betroffen. Als Ursache dieser Korrosionsschäden konnte meistens eingesickertes chloridhaltiges Wasser identifiziert werden. Auf Grund von beobachteten Ausweitungen der Korrosion an Hüllrohren in Längsrichtung ist zu vermuten, dass sich das Sickerwasser auch entlang des Spanngliedes (sog. Längsläufigkeit) ausbreiten kann (vgl. **BE-17**).

Die Hüllrohrmuffen und Hüllrohranschlüsse an die Verankerungstropfen werden in der Regel mit einem Dichtungsband abgedichtet. Unter dem Dichtungsband herrscht nach dem Einbetonieren der Spannglieder kein alkalisches, sondern ein feuchtes, korrosionsförderndes Milieu. Vergleichbare Verhältnisse liegen bei den Hüllrohranschlüssen von Injektions- und Entlüftungstutzen mittels Blechhalbschalen und Moosgummiabdichtungen vor. Bei Abbruchobjekten konnten unter diesen Abdichtungen oftmals korrodierte Hüllrohre beobachtet werden. Trotzdem ist diese Lösung auch heute noch üblich (**Bild 2.5**).

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Metallhüllrohre sich generell bewährt haben und heute kostengünstiger als Kunststoffhüllrohre sind. Bei Chloridbelastung bieten sie aber alleine keinen dauerhaften Korrosionsschutz.

Die bereits in den 1960er- und 1970er-Jahre eingesetzten gewellten PE-Hüllrohre bei der Vorspannung mit Verbund bestanden aus einem dünnwandigen (ca. 1 bis 1.5 mm) und beidseitig gewellten Rohr. Der hohe Anpressdruck und die Bewegung des Spannstahls beim Spannvorangang führten oftmals zu einer Perforation des dünnwandigen Hüllrohres in den Umlenkstellen (Hoch- und Tiefpunkte). Damit gingen die Vorteile des Kunststoffhüllrohres (Dichtigkeit gegenüber Wasser und Chloriden) gerade an exponierten Spanngliedstellen verloren (siehe **SO-07**, **SZ-11**). Hingegen blieb der materialtechnische Vorteil der Korrosionsbeständigkeit und der Dauerhaftigkeit des Kunststoffes in solchen Fällen erhalten. Eine Alterung des Polyethylen-Rohrmaterials war beispielsweise beim Abbruchobjekt **SZ-11** nach gut dreissigjähriger Nutzungszeit durch eine materialtechnische Untersuchung an der EMPA nicht feststellbar.

Das plastische Verformungsverhalten der dünnwandigen Kunststoffhüllrohre bei hohen Temperaturen hat oftmals zu unerwünschten Hüllrohrdeformationen geführt. Die neue Generation von Kunststoffhüllrohren trägt den Erfahrungen mit der ersten Generation beispielsweise durch widerstandsfähigere Rohrprofile und grössere Wandstärken Rechnung.

Im Rahmen eines Pilotprojektes wurde beim Viadotto Preonzo-Claro im Tessin mit externer Vorspannung ein Spannglied nach 12-jähriger Nutzungszeit ausgebaut und ersetzt. Am Spannglied konnten in der Folge zerstörende materialtechnische Untersuchungen durchgeführt werden. Die zumeist positiven Resultate hat die ETH Zürich in einem Bericht [Vogel 2001] publiziert.

Anzumerken ist, dass die Kunststoffhüllrohre damals nicht wegen deren günstigen Eigenschaften (z.B. Korrosionsbeständigkeit, Ermüdung) eingesetzt wurden, sondern weil sie kostengünstiger als die Metallhüllrohre waren (vgl. **Kap. 2.4.3**).

Bei Monolitzen ohne Verbund besteht die Korrosionsschutzmassnahme aus zwei Elementen: die Ummantelung mit einem HDPE-Rohr (primärer Korrosionsschutz) einerseits und das Korrosionsschutzfett zwischen Ummantelung und Spannstahl (sekundärer Korrosionsschutz) andererseits. Von sehr grosser Bedeutung sind die Korrosionsschutzmassnahmen im Verankerungskörper (Litzenende und Klemmenpaar) durch eine Korrosionsschutzfett-Verpressung und Verschlussstopfen. Die Kunststoff-Ummantelung wird fabrikmässig aufgebracht (Extrudiermethode oder Einstossen der gefetteten Litze, **Bild 2.78**). Die HDPE-Ummantelung (Mindeststärke 1 mm) hat zu verhindern, dass in keiner Bearbeitungsphase Feuchtigkeit, Wasser oder Zementleim in das Korrosionsschutzfett bzw. zum Spannstahl eindringen kann. Die Umhüllung darf nicht zu satt am Spannstahl anliegen, um die entsprechende Menge an Korrosionsschutzfett einschliessen zu können und den Spannweg der Litze ohne Beschädigung des Kunststoffes zu ermöglichen. Erhöhte Vorsicht ist insbesondere während der Montage derartiger Spannglieder und beim Betonieren erforderlich, um den Spannstahl in den Verankerungsbereichen und Schwindgassen vor schädlichen Einwirkungen (z.B. Feuchtigkeit) zu schützen. Ein Schadenfall an Monolitzen ohne Verbund trat in der Schweiz bei einem Parkhaus (**SG-07**) auf. In der Phase des Einbaus war der Korrosionsschutz des Spannstahls unterbrochen und es konnte Wasser in die Monolitzen eindringen. Wegen des unvollständigen Korrosionsschutzes bei Spanngliedern ohne Verbund gab es bei Gebäuden in Nordamerika eine grössere Anzahl Schäden (**Kapitel 2.6.4**).

Zementöses Füllgut

Das zementöse Füllgut muss zunächst einmal eine ausreichende Fließfähigkeit haben, um die Hüllrohre vollständig verfüllen zu können. Das Fließvermögen muss ausserdem über einen bestimmten Zeitraum aufrechterhalten bleiben. Es besteht sonst die Gefahr des Verstopfens des Hüllrohres während des Verpressens oder Rissbildungen infolge gleichzeitigem Quellen und Abbinden. Daneben muss das Füllgut Anforderungen an die Festigkeit bzw. Festigkeitsentwicklung erfüllen. Ab wann die Spannsystemanbieter welche Zusatzmittel (z.B. Fließmittel und/oder Treibmittel) oder Zusatzstoffe eingesetzt haben, ist der Forschungsstelle nicht bekannt. Weder die Ausführungsdossiers (Bauwerksakten) der untersuchten Schadenfälle noch die Dokumentationen der Anbieter enthalten hierzu genaue Angaben. Auch bei den in der Literatur beschriebenen Schadenfällen sind hierzu kaum detaillierte Angaben vorhanden. Einen allgemeinen Überblick über den Stand der Vorschriften, Empfehlungen und Prüfungen von verschiedenen Ländern in den 1970er-Jahren vermittelt eine Publikation von 1977 [Rendchen 1977].

Man kann annehmen, dass für das zementöse Füllgut früher w/z-Werte zwischen 0.35 bis 0.50 angestrebt wurden. Je höher der w/z-Wert, umso fließfähiger ist der Zementleim. Zementleime mit hohen w/z-Werten bergen jedoch Gefahren (nicht frostbeständig, Bildung von Entmischungen, zu niedrige Festigkeit usw.). Füllgut mit einem w/z-Wert von 0.35 bis 0.50 hat einen Zementgehalt von 1'200 bis 1'500 kg/m³ (**Tabelle 2.19**).

| | Gewicht | Dichte | Menge |
|-----------------------|----------------|-------------------|-------------------|
| | kg | kg/m ³ | kg/m ³ |
| w/z-Wert: 0.35 | | | |
| Zement | 100 | 3'150 | 1'498 |
| Wasser | 35 | 1'000 | 524 |
| w/z-Wert: 0.50 | | | |
| Zement | 100 | 3150 | 1'223 |
| Wasser | 50 | 1000 | 612 |

Tabelle 2.19 Zementgehalte von Füllgut mit unterschiedlichem w/z-Wert.

Zur Herstellung des Füllgutes wurden in der Schweiz bestimmte Zusatzmittel und jeweils der Zement von einem Zementwerk in der Umgebung der Baustelle verwendet. Diese Praxis wird sich mit der Einführung der Norm SIA 262 [SIA 2003a] und der damit notwendigen Zulassung des Füllgutes ändern und es wird vorgefertigtes, d.h. konfektioniertes Material zum Einsatz kommen (Spezialfüllgut auf Zementbasis mit höheren Anforderungen).

Bei den Untersuchungen der Spannsysteme von Abbruchobjekten und geschädigten Bauwerken in der Schweiz konnten folgende Mängel am zementösen Füllgut und an der Verfüllung festgestellt werden:

- unvollständige oder fehlende Verfüllung der Hüllrohre (Anmerkung: Dies ist meistens auf Ausführungsfehler und weniger auf Mängel beim Füllgut zurückzuführen.)
- Teilverfüllung des Hüllrohres oder der Entlüftungsstutzen mit Füllgut z.B. wegen Lufteinschlüssen, insbesondere in Hoch- und Wendepunkten, oder wegen des Absetzens des Füllgutes (vgl. **GR-23**, **SZ-11**, **ZH-08**), aber auch wegen des Verstopfens der Hüllrohre (eingedrückte Hüllrohre, durch defekte Hüllrohre eingedrungene Feianteile des Betons).
- Übermässiges Ausscheiden von Kalziumkarbonat aus dem Füllgut im Scheitelbereich des Hüllrohres als Folge eines zu hohen w/z-Wertes oder eines ungeeigneten Zementes (siehe **SO-07**).

- Aufweichung des Füllgutes im Scheitelbereich des Hüllrohres infolge Wasserinfiltration, Frosteinwirkung oder Ausscheiden von Kalziumkarbonat (siehe **SO-07, SZ-11**).
- Unverfüllte Bereiche innerhalb des Spannstahlbündels (Drähte oder Litzen) und zwischen Hüllrohr und anliegendem Spannstahl wegen ungeeignetem Füllgut, deformierten Hüllrohren, abgeschlossenen Lufthohlräumen im Spannstahlbündel bzw. Luftschlüssen im Füllgut. Oftmals haben zu enge Hüllrohre die genannten Verfüllmängel begünstigt (siehe **SO-07, SZ-11, ZH-08**).

Die im Ausland gemachten Erfahrungen decken sich weitgehend mit diesen Beobachtungen (**Kapitel 2.6**). Die ungenügende oder fehlende Verfüllung der Spannglieder ist der häufigste Mangel bei den Spannsystemen. Es ist wichtig zu wissen, dass diese Fehlstellen nur dann zu Korrosion führen, wenn im Spannkanal auch Wasser oder Feuchtigkeit mit oder ohne Chloride vorhanden ist.

Die festgestellten Mängel können teilweise auf eine oder mehrere der folgenden Ursachen zurückgeführt werden: zu hoher w/z-Wert, zu hohe Wasserabsonderung (Entmischen, Sedimentation) und zu starke Volumenreduktion (Schwinden, Setzen). In einer neueren Arbeit wurde zudem auf die in der Praxis schon seit längerer Zeit bekannte „Filterwirkung“ der in den Hüllrohren vorhandenen Litzen hingewiesen [Aïtcin 2004]. In einer neueren Untersuchung wurde ausserdem auf die möglichen ungünstigen Auswirkungen von Vibrationen während der Frühphase der Erhärtung (einige Stunden) nach dem Verpressen der Hüllrohre hingewiesen [Schokker 2004].

Inwieweit früher in der Schweiz ungeeignete Zusatzmittel, Mischer oder Pumpen verwendet wurden, kann nicht beurteilt werden. Gravierende Probleme mit dem zementösen Füllgut, wie sie in Frankreich in mindestens zwei Fällen bei Brücken mit externer Vorspannung beobachtet wurden, traten in der Schweiz nicht auf.

Es soll hier nicht unerwähnt bleiben, dass bei vielen Untersuchungen eine vollständige Verfüllung der Hüllrohre gefunden wurde. So wurden z.B. bei der talseitigen Brücke des 1966/67 erbauten Viadotto delle Cantine bei Capolago im Kanton Tessin vor dem Abbruch im Mai 2003 systematisch alle Hochpunkte angebohrt. Bei sämtlichen 78 Hochpunkten war die Verfüllung vollständig (**Bild 2.89** [Cantine 2004]). Dies gilt auch für die 66 Hochpunkte der bergseitigen Brücke, die im Frühjahr 2004 abgebrochen wurde. Dies ist ein sehr gutes Resultat und es zeigt, dass die Bedeutung einer sorgfältigen Injektion frühzeitig erkannt wurde. Die Trennschnitte bei den ausgebauten Trägern der talseitigen Brücke bestätigten weitgehend diesen positiven Befund. Nur in einigen wenigen Fällen wurden kleinere Schwachstellen beobachtet.



Bild 2.89 Viadotto delle Cantine: a) und b) vollständige verfüllte Spannglieder bei Hochpunkten, c) und d) kleinere Schwachstellen bei den Trennschnitten im Bereich von Verankerungen [Cantine 2004].

Plastisches Füllgut

Im Vergleich zum zementösen Füllgut ist über die Zusammensetzung von plastischen Füllgütern als Korrosionsschutzmassen noch viel weniger bekannt. Selbst grobe Angaben fehlen in den Bauwerksakten.

Bei Spanngliedern mit Verbund spielen plastische Füllgüter eine untergeordnete Rolle. Korrosionsschutzfett wird etwa bei Ankerköpfen und Litzenüberständen verwendet, um in der Bauphase so lange als temporären Korrosionsschutz zu dienen, bis das Einbetonieren der Verankerung stattgefunden hat. Bei keinem der untersuchten Schadenfälle in der Schweiz waren die Eigenschaften des plastischen Füllgutes direkte Ursache für einen Schaden. Das Fehlen des Füllgutes wird hier nicht betrachtet. Probleme mit plastischem Füllgut bei Spanngliedern mit Verbund sind im Ausland offenbar kaum aufgetreten bzw. nicht beschrieben worden.

Bei ausser liegenden Spanngliedern ohne Verbund kommen als sekundärer Korrosionsschutz zementöses Füllgut und insbesondere bei auswechselbaren Spanngliedern auch plastische Füllgüter (z.B. Fette, Wachse) zur Anwendung. Schweizerische Erfahrungen mit plastischen Füllgütern bei ausser liegenden Spanngliedern ohne Verbund sind kaum vorhanden. Einzige Hinweise können dem Bericht über die Auswechslung und Überprüfung eines Spanngliedes bei der Brücke Preonzo – Claro entnommen werden. Die Brücke wurde 1987/89 als Pilotprojekt für die externe Vorspannung gebaut. Gemäss der visuellen Beurteilung konnten beim verwendeten

Fett (DENSO-Jet) keine Entmischungen beobachtet werden [Vogel 2001]. Auch aus dem Ausland liegen kaum Hinweise über das Langzeitverhalten von plastischen Füllgütern vor. Nur in Grossbritannien traten Probleme wegen des Auslaufens des Wachses auf.

Bei Spanngliedern ohne Verbund innerhalb des Betonquerschnittes (z.B. Monolitzen ohne Verbund) hat das plastische Füllgut (Fett) zwischen Ummantelung und Spannstahl eine grosse Bedeutung, da dieses die sekundäre Korrosionsschutzmassnahme darstellt (**Kapitel 2.4.4**). Wichtig ist, dass auch während der Bauphase keine Schadstoffe an nicht umhüllte Spanngliedbereiche gelangen. Wird dies nicht verhindert, sind spätere Korrosionsschäden möglich (**SG-07**).

In einem anderen Schadenfall mit Monolitzen als Ringvorspannung für ein Portlandzementsilo (**SH-03**) wurde das Korrosionsschutzfett vermutlich bakteriell abgebaut. Es entstand Essigsäure, was zusammen mit der Feuchtigkeit zu einem sehr korrosiven Flüssigkeitsfilm im Bereich der Litzenverankerung führte. Die genaue Schadenursache (Abbau des Fettes) konnte in diesem Falle nicht ermittelt werden. Eventuell spielte die konstant hohe Temperatur eine Rolle. Ein mikrobieller Abbau des plastischen Füllguts bzw. die beim Abbau entstandenen Säuren werden bei einigen wenigen Schäden in den USA als Ursache für die Korrosion an den Spannstählen vermutet (**Kapitel 2.6.4**).

2.7.3 Bauwerkseitige Einflüsse

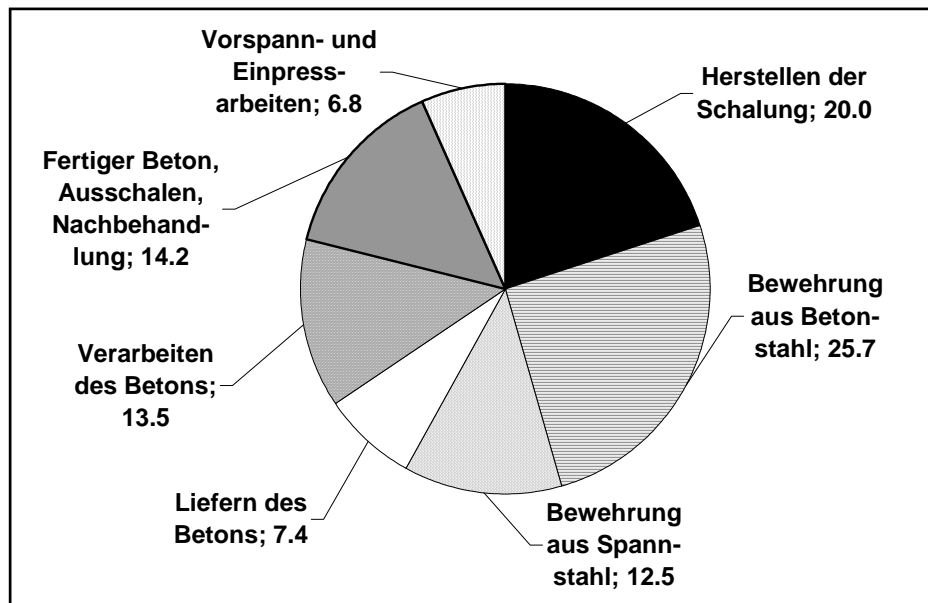
Bei den bauwerkseitigen Einflüssen ist die Qualität der Planung, Ausführung und Überwachung der Arbeiten auf der Baustelle, aber auch die Überwachung der Bauwerke während der Nutzung von besonderer Bedeutung. In all diesen Prozessen spielen die Umwelteinwirkungen immer wieder eine entscheidende Rolle, so dass der gleiche Fehler (z.B. unvollständige Verfüllung der Spannkanäle) im einen Fall keine Auswirkungen hat, da kein (chloridhaltiges) Wasser an das Spannsystem gelangt, im anderen Fall aber intensive Korrosion am Spannstahl auslösen kann, da Wasser in das Hüllrohr eindringen konnte.

Bei vielen Schadenfällen wurde in der Vergangenheit dem Grundsatz, wonach (chloridhaltiges) Wasser von den vorgespannten Betonbauteilen fernzuhalten ist, nicht immer bzw. nur ungenügend nachgelebt. Die in- und ausländischen Schadenfälle zeigen, dass es sich immer wieder um die gleichen Schwachstellen handelt (**Tabelle 2.7, 2.15 und 2.16**).

Schwachstellen können in der Planung (z.B. ungünstige konstruktive Durchbildung) und bei der Ausführung (z.B. unvollständige Verfüllung der Spannkanäle) entstehen.

Eine mangelhafte Ausführungsqualität ist nicht immer oder nur auf die Qualität der Arbeiten vor Ort zurückzuführen, sondern beispielsweise auch von den Komponenten des Spannsystems. So ist die vollständige Verfüllung der Spannkanäle in hohem Masse abhängig von den Eigenschaften des Füllgutes oder von der Anordnung der Entlüftungsrohre. In verschiedenen Fällen wurden unzweckmässige oder sogar korrosiv wirkende „Baustellenlösungen“ realisiert, da keine geeigneten Systemkomponenten oder Vorgaben des Lieferanten des Spannsystems vorhanden waren. In diesem Zusammenhang sind z.B. zu nennen: ungeeignete Abstützungen der Spannglieder, ungeeignete Hilfsmaterialien zum Vergiessen von Fugen, kein fachgerechter Schutz bei Arbeitsunterbrüchen (evtl. keine entsprechende Planung oder Arbeitsanweisung vorhanden), Verstopfungen im Hüllrohr wegen Hüllrohrverletzungen, ungenügende Instruktion des Baustellenpersonals durch den Spannsystemlieferanten, keine Überwachung durch die Bauleitung.

In Deutschland wurden umfangreiche Untersuchungen zur Frage der Ausführungsqualität von Betonbauten durchgeführt [BAST 2000, Gusia 2001]. Die Ergebnisse zeigten, dass die vorhandenen Regelungen ausreichend sind, diese aber auf der Baustelle teilweise nur mangelhaft umgesetzt werden (**Bild 2.90**).

**Bild 2.90**

Prozentuale Anteile der Fehler bei den verschiedenen Hauptaktivitäten der Bauausführung [BAST 2000].

Häufige Fehler bei den Spannstahlbewehrungsarbeiten waren gemäss [BAST 2000, Gusia 2001]:

- ungenügende Bezeichnung der Spannstellen und Entlüftungsröhrchen
- Beschädigung der Hüllrohre, Einbau beschädigter Hüllrohre
- Hüllrohrstösse nicht ausreichend abgedichtet
- ungeeignete Lagerung.

Bei den Vorspann- und Einpressarbeiten wurden folgende Fehler beobachtet [BAST 2000, Gusia 2001]:

- kein ausreichender Platz zum Ansetzen der Spannpresse
- keine Spannweisung auf der Baustelle vorhanden
- ungenügende Spann- und Injektionsprotokolle
- unzureichende Hilfsmittel
- ungenügende Kontrolle des Zements, des Fließvermögens des Füllgutes.

Diese Ergebnisse machen eindrücklich klar, dass Verbesserungen auf der Baustelle möglich und nötig sind, aber auch, dass auf die Empfindlichkeit der Spannsysteme für Fehler bei der Ausführung geachtet werden muss.

Auch eine ungenügende Überwachung oder eine verzögerte Instandsetzung kann zu einem unverhältnismässig grossen Schaden, im schlimmsten Fall zum Einsturz führen (z.B. San Stefano-Brücke in Sizilien, **Kapitel 2.6.2**).

2.7.4 Fugen

Es ist allgemein bekannt, dass Fugen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit problematisch sein können. Undichte permanente Dilatationsfugen und undichte Arbeitsfugen bei Ortsbetonbauwerken spielten bei verhältnismässig vielen Schäden an Spanngliedern eine wichtige Rolle.

Bei Dilatationsfugen bzw. Fahrbahnübergängen ist der Anschluss der Fahrbahnabdichtung an die Fuge sowie die Dichtigkeit bzw. die planmässige Entwässerung für die Dauerhaftigkeit der darunter liegenden Betonkonstruktion von grosser Bedeutung. Ist dies nicht gewährleistet, so kann es zum Korrosionsangriff auf die in diesen Bereichen angeordneten Spannglied-

verankerungen und benachbarten Spanngliedabschnitten kommen. Da solche Schädigungen in den Verankerungszonen auftreten, gilt dies für alle Arten von Spanngliedern (innen- und ausenliegend, mit oder ohne Verbund).

Im Ausland kam es in Arbeitsfugen von älteren vorgespannten Ortsbetonbrücken mit durchlaufenden Längsspanngliedern häufig zu unplanmässigen Rissen im Überbau (z.B. Deutschland). Die Risse bildeten sich meistens an den Kupplungsfugen, die erfahrungsgemäss eine Schwachstelle des Überbaus darstellen. Im Rissbereich können sich Korrosions- und Ermüdungsprobleme für den Betonstahl und den Spannstahl entwickeln. Besonders gefährdet sind die Kupplungsbereiche von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund. Diese Brücken mussten verstärkt werden, wobei oftmals externe Spannglieder verwendet wurden.

In der Schweiz befolgte man mit der teilweisen Vorspannung stets ein Bemessungskonzept, das einen geringeren Anteil an Vorspannung und einen entsprechend höheren Anteil an Betonstahl zur Folge hatte. Das Rissaufkommen und Korrosionsrisiko an der Bewehrung und am Spannstahl ist daher nicht vergleichbar und weniger problematisch als bei einem hohen Vorspanngrad und einer nur marginalen Bewehrung.

2.7.5 Brücken aus vorgefertigten Tragwerkselementen

Im Rahmen dieses Projekts wurden auch rückgebaute Brücken untersucht, die aus vorgefertigten Tragwerkselementen – ergänzt mit Ortsbeton – bestanden. Sehr detaillierte und aufschlussreiche Untersuchungen konnten an drei ausgebauten Elementträgern der Überdeckung Töss durchgeführt werden (**ZH-14** und [Hunkeler 1999]).

Bei vorgefertigten Brücken kommt oft eine Kombination von Spannbett-Vorspannung und Spanngliedern zum Einsatz. Im Werk werden die Tragwerkselemente im Spannbett vorgespannt, dann transportiert und auf der Baustelle montiert und mit verbindenden Spanngliedern zusammengespannt. Bei dieser Bauweise entstehen diverse Fugen, deren konstruktive Ausbildung und Ausführungsqualität für die Dauerhaftigkeit der innenliegenden Spannglieder ausschlaggebend sind. Neben der Fugenproblematik muss auch festgehalten werden, dass vor allem in früheren Zeiten oft nicht genügend Hebekapazität bei der Elementmontage vorhanden war. Um das Gewicht der Tragwerkselemente zu reduzieren wurden die Betonabmessungen minimal gewählt, was zu Schwierigkeiten beim Betonieren und zu ungenügender Betonüberdeckung führte.

Nachfolgend sind einige wichtige Erkenntnisse aus den Beobachtungen und Zustandsuntersuchungen aufgeführt:

- Oftmals fehlten in den Bauwerksakten Angaben über die vorhandene Vorspannung und Betonrezeptur (gilt teilweise auch bei Bauwerken in Ortbeton). Die Ortung von Spanngliedern mit einfachen zerstörungsfreien Geräten (z.B. Profometer) führte meistens nicht zum Erfolg.
- Korrosionsschäden an der Bewehrung und am Spannstahl waren vorwiegend auf oberflächliche (chloridhaltige) Wasserläufe aus Undichtigkeiten im Überbau (Fahrbahnabdichtung, Konsolen, Bauteilfugen) oder auf zu kurze Belagsentwässerungsröhrchen (Wasserzug an der Untersicht) zurückzuführen.
- Der Karbonatisierungsfortschritt war im dichten Werkbeton in der Regel gering, was demzufolge im chloridfreien Beton der Tragelemente auch bei einer Betonüberdeckung von wenigen Millimetern noch zu keiner Bewehrungskorrosion führte. Es musste jedoch auch festgestellt werden, dass der Werkbeton leider nicht immer die Qualitätsanforderungen erfüllte, was dann entsprechende Schäden bewirkte.

- Während in einigen Fällen an der schlaffen Bewehrung massive Korrosion (mit Lochfrass) vorlag, blieb der unmittelbar in der Nähe befindliche Spannstahl (Drähte oder Litzen) der Spannbett-Vorspannung noch korrosionsfrei. Bei Rissen und Abplatzungen im Beton infolge korrodierter Bewehrung (z.B. am Trägerflansch) muss nicht zwangsläufig von einer stark korrodierten Spannbett-Vorspannung ausgegangen werden. Entscheidend sind der Chlorid- und Wassergehalt des Betons sowie die Betonüberdeckung.
- Bei der Spannbett-Vorspannung werden die Drähte oder Litzen in der Regel im Werk direkt an den Trägerenden nach Erhärtung des Betons abgetrennt. Bei Brücken, deren Trägerenden über Jahre wegen undichten Fahrbahnübergängen mit evtl. chloridhaltigem Wasser beaufschlagt worden waren, konnte festgestellt werden, dass der Spannstahl nur bis in wenige Zentimeter Tiefe korrodiert war. Mehr gefährdet an solchen Trägerenden sind die Spanngliederankerungen. In mehreren Fällen wurden stark korrodierte Ankerkörper beobachtet, die infolge undichter Fugen oder mangelhaftem Beton unzureichend geschützt waren.
- Spannglieder in Stegen von Flansch- und Hohlkastenträgern besitzen oftmals eine geringe Betonüberdeckung (30 - 40 mm). Im Bereich von Elementfugen besteht ein erhöhtes Korrosionsrisiko, da hier die Hüllrohre der Spannglieder mit Muffen versehen und eventuell beschädigt sind und unter Umständen die Betonüberdeckung durch eine abgefasste Fugenausbildung (Hohlkehlen) noch reduziert worden ist.

Ein V-Stiel-Brückentyp, der in der Schweiz zu den Standardlösungen für Überführungen der Nationalstrassen zählt und daher auch heute noch häufig vorkommt, wurde aus vorfabrizierten Betonelementen erstellt (z.B. **SZ-11**). Der Fahrbahnträger besteht aus jeweils vier oder mehr Hohlkastenträgern, die über den inneren Stützen und in Feldmitte gestossen sind. Auch die Stützen wurden vorfabriziert. Die rückwärts geneigten Stützen wurden als vorgespannte Zug-elemente ausgeführt und mit der Böschung eingedeckt. Bei Zustandsuntersuchungen solcher Brücken konnte festgestellt werden, dass die mit Ortbeton ausgegossenen Elementstöße Schwachpunkte bezüglich eindringendem Wasser darstellen und der Spannstahl in diesen Bereichen Korrosionsspuren aufgewiesen hat.

Wie bereits in **Kapitel 2.7.2** erwähnt, wurden bei einer grossen Anzahl dieser Brücken für die Spannglieder aus Gründen der Kosteneinsparung dünnwandige Kunststoffhüllrohre (ca. 1 bis 1.5 mm) der ersten Generation verwendet. Insbesondere an Umlenkstellen wurden perforierte Hüllrohrabschnitte festgestellt, womit die im Gegensatz zu Metallhüllrohren bestehende Schutzwirkung vermindert wurde.

Bei den untersuchten V-Stiel-Brücken konnten folgende konstruktive und ausführungstechnische Schwächen festgestellt werden:

- empfindliche Teile der Spannglieder (Muffen, Entlüftungsanschluss) befinden sich in einer nicht homogenen Betonstruktur (Fugen)
- minimale seitliche Betonüberdeckung der Spannglieder (z.B. Elementfugen mit Hohlkehlen)
- Fehlstellen im Füllgut (Hoch- und Tiefpunkte), insbesondere im obersten Bereich der Zugstützen-Spannglieder
- Muffenabdichtung nicht ausreichend gewährleistet
- dünnwandige, nicht genügend widerstandsfähige, u.U. perforierte Hüllrohre.

Die Tragsicherheit solcher Brücken ist besonders von der Funktionstüchtigkeit und Dauerhaftigkeit der Längs- und Zugstützen-Spannglieder abhängig. Um die Tragsicherheit gewährleisten zu können, sind objektspezifische Nachbesserungen (z.B. Fahrbahn- und Fugenabdichtungen) und regelmässige Inspektionen am Bauwerk erforderlich. Dies gilt in einem ganz besonderen Masse für V-Stiel-Brücken mit Zugbändern.

Die oben erläuterten Erkenntnisse aus den schweizerischen Schäden decken sich weitgehend mit den Erfahrungen im Ausland.

2.7.6 Temporärer Korrosionsschutz

Wie wichtig der temporäre Korrosionsschutz beim verzögerten Verpressen von Spanngliedern ist, haben u.a. die schlechten Erfahrungen mit einem Dampfphaseninhibitor an der Hundwilertobelbrücke (**AR-01**) gezeigt. Bereits in früheren Untersuchungen der EMPA hat sich diese Massnahme als nicht wirksam erwiesen [EMPA 1993]. Die heute gültige Norm SIA 262 [SIA 2003a] enthält deshalb Vorgaben bzgl. der maximalen Fristen zwischen Einbau bzw. Spannen des Spannstahls und dem Verfüllen der Hüllrohre. In den letzten Jahren wurden zu dieser Thematik verschiedene Forschungsarbeiten durchgeführt, die nachfolgend zusammengefasst werden.

Für temporäre Korrosionsschutzmassnahmen kommen vornehmlich organische Stoffe in Frage, die häufig zusätzlich Korrosionsinhibitoren enthalten [Isecke 2003]. Als Nachteil dieser Verfahren ist das praktisch nicht vermeidbare Risiko von örtlichen Verletzungen anzusehen. Zudem muss im Spannbetonbau zusätzlich ihre Entfernung vor dem Injizieren gewährleistet sein (unter baupraktischen Bedingungen kaum erreichbar) und sie dürfen keine unzulässig starken Auswirkungen auf die Eigenschaften des Füllgutes, des Spannstahls und des Verbundes zwischen Spannstahl und Füllgut haben. In [Nürnberger 1995] sind die bisherigen Erkenntnisse über die Wirksamkeit solcher Massnahmen gegen Spannungsrisskorrosion zusammengefasst. Daraus und aus [Isecke 1997] wurde abgeleitet, dass es auf dem Markt filmbildende Korrosionsschutzmittel gibt, die die gestellten Anforderungen erfüllen.

In Rahmen einer Arbeit wurden Wasserproben, die durch Ausblasen von Spannkämen von verschiedenen Baustellen und Spannsystemen gesammelt wurden, chemisch analysiert [Isecke 1997]. Zunächst wurde festgestellt, dass bei allen Bauabschnitten im Mittel aus 30 bis 50% aller verlegten Spannglieder beim Durchblasen von Pressluft Wasser in Form von Nebel, Tropfen oder ausfliessendem Wasser austrat. Im Extremfall geschah dies bei 80% der 196 etwa 10 m langen Quervorspannglieder einer Brücke. Farbe, Trübung und Zusammensetzung des gesammelten Wassers waren sehr unterschiedlich. Der pH-Wert der Mehrzahl der Wasserproben lag im alkalischen Bereich (pH-Werte zwischen 7.1 und 12.0). Der Chloridgehalt schwankte zwischen 2 und 337 mg/l, der Sulfatgehalt zwischen 28 und 4'881 mg/l. Die Resultate lassen erkennen, dass das Wasser in den Hüllrohren eine Mischung aus Regen-, Kondens- und Blutwasser (Betonabsetzwasser) ist. Die genannten Werte ordnen sich gut in die von [Nürnberger 1997] angegebenen Grenzwerte für das Blutwasser ein (**Tabelle 2.20**).

| | Blutwasser | Leitungswasser | Regenwasser, Kondensat | Beton ¹⁾ |
|---------------------|---------------|----------------|------------------------|------------------------|
| pH-Wert | <10 - 13 | 7 - 8 | 3 - 6 | 9 ³⁾ - 13.8 |
| Chloridgehalt, mg/l | 100 - 500 | bis 30 | 3 - 16 ²⁾ | bis 0.05 ⁴⁾ |
| Sulfatgehalt, mg/l | 2'000 - 6'000 | bis 100 | 20 - 1'000 | bis 0.5 ⁵⁾ |

1) wasserlösliche Gehalte in M.%/Zement)

4) ab ~0.2 M.%/Zement schädlich

2) an der Küste bis 60 mg/l

5) ab ~5 M.%/Zement schädlich

3) karbonatisierter Beton

Tabelle 2.20 Zusammensetzung des Blutwassers (Betonabsetzwasser) im Vergleich zu anderen im Spannbetonbau wichtigen Werten [Nürnberger 1997].

Als Alternative zu konventionellen temporären Korrosionsschutzmassnahmen wurden an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) in Berlin Versuche mit getrockneter Luft im Vergleich zu Rust-Ban 310 der Firma Esso AG (Emulsion 1:4) [Esso 1999] sowohl im Labormasstab wie auch unter Baustellenbedingungen durchgeführt [Isecke 2003]. Der Vorteil

dieser Methode liegt darin, dass sie zeitlich unbegrenzt anwendbar ist. Bei der Anwesenheit von Salzen wird wegen deren hygroskopischen Wirkung erst eine relative Luftfeuchtigkeit unter 40% als unkritisch erachtet. Aus den bis zu 14 Monate dauernden Messungen an einem 20 m langen Spannbetonbalken mit Litzen- und Drahtspanngliedern konnte Folgendes geschlossen werden:

1. Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit in den Hüllrohren folgen mit einer geringen Verzögerung den jahreszeitlichen Schwankungen der Aussenatmosphäre, wenn keine besonderen Massnahmen getroffen werden. Kondenswasserbildung ist damit möglich.
2. In den Hüllrohren konnte die relative Luftfeuchtigkeit mit vorgetrockneter Luftspülung unter 40% gehalten werden.
3. Korrosion an den Spannstählen (Drähte und Litzen) konnte sowohl mit der Spülung mit vorgetrockneter Luft als auch mit Rust-Ban 310 praktisch vollständig verhindert werden. Ohne Massnahmen wiesen die Spannstähle deutliche Korrosionserscheinungen auf. Diese waren im Endbereich stärker ausgeprägt als in der Mitte.
4. Die Stickstoffspülung der Hüllrohre ergab die gleichen positiven Resultate wie die Spülung mit vorgetrockneter Luft.

Da die Spülung mit Stickstoff und vorgetrockneter Luft ähnlich gute Resultate ergeben, sind hinsichtlich des praktischen Einsatzes die Kosten entscheidend.

In den letzten Jahren hat sich auch die EMPA im Rahmen des Projektes TEKORS mit dem temporären Korrosionsschutz von Spannstählen auseinander gesetzt [EMPA 2004a]. Die Labor- und Feldversuche haben gezeigt, dass im unverfüllten Hüllrohr immer mit hoher Feuchtigkeit und Nässe zu rechnen ist. Der unter diesen Umständen zu erwartende Korrosionsangriff kann durch temporäre Korrosionsschutzmassnahmen vermieden werden. Die untersuchte Schutzemulsion Rust-Ban 310 zeigte eine deutliche bessere Wirkung als das Durchblasen von getrockneter Luft oder von Stickstoffgas (**Bild 2.91**). Gewisse Probleme bereiteten das Trocknungsverhalten und die Filmbildung der Schutzemulsion, wenn diese im Werk aufgebracht werden muss. Den Gründen dafür, dass die Wirkung von getrockneter Luft und Stickstoff weniger effizient war als bei der Studie von Isecke [Isecke 2003], müsste weiter nachgegangen werden.

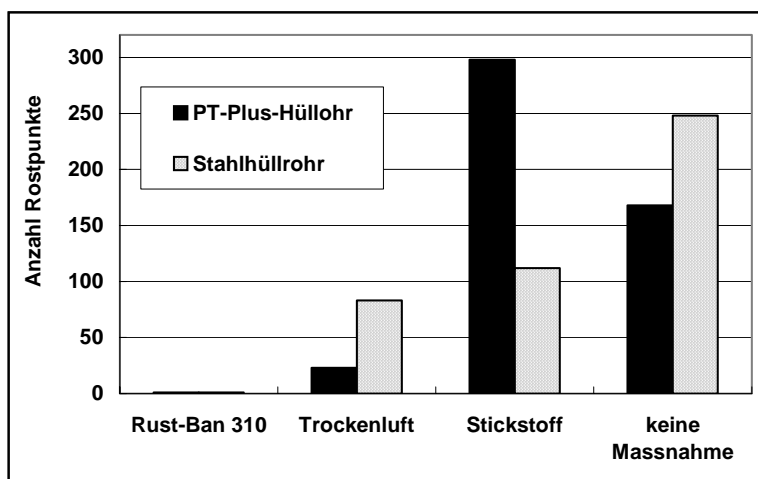


Bild 2.91

Wirksamkeit verschiedener temporärer Korrosionsschutzmassnahmen im Praxisversuch bei der Siggenthalerbrücke (Baden-Obersiggenthal) [EMPA 2004a].

Zusammenfassend ergaben sich aus der TEKORS-Studie folgende Folgerungen:

- Der Einsatz von organischen Korrosionsschutzsystemen (Öle, Wachse) stellt eine gute Möglichkeit für den temporären Korrosionsschutz dar, wenn die Fragen bzgl. Filmbildung und Trocknung gelöst werden können.
- Der Einsatz von entfeuchteter Luft (Trockenluft) dürfte in Situationen, bei welchen an eingebauten, aber noch nicht geschützten Spanngliedern ein temporärer Schutz notwendig wird, die richtige Methode zur Verhinderung eines Korrosionsangriffs sein. Für eine abschliessende Beurteilung sind weitere Praxisversuche erforderlich.
- Die Erzeugung und Aufrechterhaltung einer Inertgas-Atmosphäre erweist sich für den bautechnischen Alltag als zu aufwändig.

Die genannten, offenen Fragen werden von der EMPA zurzeit in einem weiteren Projekt bearbeitet. Es besteht das Ziel, eine Richtlinie zu erarbeiten, die die anzuwendenden Massnahmen regelt, falls es nicht möglich ist, die in der Norm SIA 262 [SIA 2003a] festgelegten Fristen einzuhalten.

Auch in den USA laufen Forschungsarbeiten zum temporären Korrosionsschutz. So sind z.B. an der Penn State University unter der Leitung von A. Schokker Untersuchungen zum Einfluss von Korrosionsschutzölen auf den Verbund und die Korrosion im Gange [Salcedo 2004, Schokker 2004]. Für die Korrosionsuntersuchungen wurden drei Expositionen gewählt (ungeschützt im Freien, bei 23 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% im Labor und in Kontakt mit chloridhaltigem Wasser). Die Ergebnisse wurden mit einer Skala von 1 (sehr guter Zustand) bis 7 (intensive Korrosion) bewertet. Das Rust-Ban 310 (Öl Nummer O13) hat dabei im Vergleich zu den anderen getesteten Ölen gut abgeschnitten (**Bild 2.92**). Vier Produkte sollen in einer weiteren Studie an der Universität von Texas vertieft untersucht werden. Dabei ist auch das Rust-Ban 310.

Auf die Verbundfrage kann hier nicht weiter eingegangen werden. Dazu laufen zurzeit verschiedene Untersuchungen (z.B. P. Marti, ETH Zürich und J. Breen, Universität Texas).

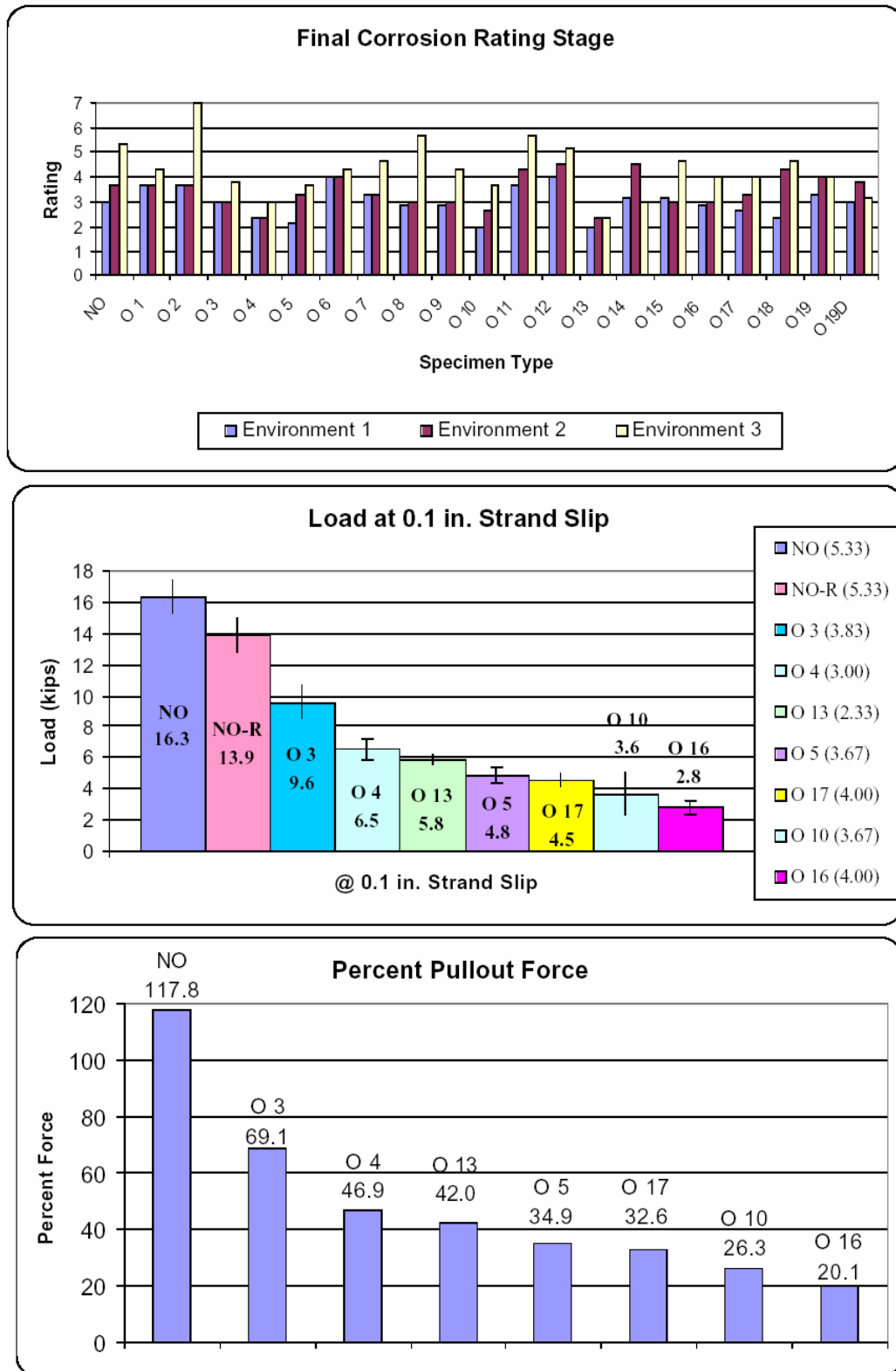


Bild 2.92 Einfluss verschiedener Korrosionsschutzöle auf die Korrosion (oben) und auf den Verbund (unten) im Laborversuch [Salcedo 2004]. O13 = Rust-Ban 310.

2.7.7 Gefährdungen und Gefährdungsbilder

Die Auswertung der Schadenfälle im In- und Ausland ergab viele Hinweise auf die vielfältigen Ursachen für Korrosionsschäden an Spanngliedern. Daraus lassen sich die wichtigsten Gefährdungen für Spannsysteme, unterteilt in **äussere** und **innere Gefährdungen**, ableiten. Äussere Gefährdungen sind durch die Umwelt oder die Nutzung bedingt (Einwirkungsseite). Innere Gefährdungen umfassen Schwachstellen der Konstruktion und des eigentlichen Korrosionsschutzsystems (Widerstandsseite) (**Tabelle 2.21**).

| <u>Gefährdungen</u> |
|---|
| 1. Schadstoffhaltiges Wasser oder Feuchtigkeit vorhanden (<u>Einwirkung</u>) |
| 2. Möglichkeiten und Wege für das Eindringen von Wasser bis zum Spannsystem bzw. bis zum Spannstahl vorhanden (<u>Widerstand</u>) |
| 3. Permanentes oder temporäres Korrosionsschutzsystem mangelhaft (<u>Widerstand</u>) |

Tabelle 2.21 Innere und äussere Gefährdungen von Spanngliedern.

Es wurde festgestellt, dass nie eine einzige Gefährdung allein einen Korrosionsschaden am Spannstahl zur Folge hatte. Immer bildeten **Kombinationen** verschiedener Schwachstellen der Konstruktion (**Gefährdungsbilder**), bei vorhandener äusserer Gefährdung (**Leiteinwirkung**), die Schadenursache. Daraus ergeben sich „Schadenketten“, die bei Spanngliedern im Verbund oft an der Bauwerksoberfläche beginnen und somit meistens „sichtbar“ oder bei Zustandsuntersuchungen feststellbar sind.

Äussere Gefährdung – Einwirkungen

Die wichtigste äussere Gefährdung, d. h. die **Leiteinwirkung**, war bei allen festgestellten Korrosionsschäden am Spannstahl die Einwirkung von u. U. schadstoffhaltigem **Wasser oder Feuchtigkeit**. Bei den Schäden an Spanngliedern enthielt das Wasser praktisch immer **Chloride**. Dass unter ungünstigen Umständen allein die Bildung von Kondenswasser genügt, um Korrosionsschäden auszulösen, zeigten die französischen Erfahrungen mit externen Spanngliedern in schlecht belüfteten Brückenkästen.

Andere Einwirkungen wurden nur in wenigen Fällen festgestellt:

- betonangreifendes Abwasser bei einem Behälter in einer Abwasserreinigungsanlage (**ZH-09**)
- Essig- und/oder andere Säuren bzw. Abbauprodukte aus der bakteriellen Zerstörung des plastischen Füllgutes von Spanngliedern ohne Verbund, z.B. Klinkersilo (**SH-03**) und Gebäude [Little 2001].

Innere Gefährdungen – Widerstand der Konstruktion

Innere Gefährdungen entstehen durch Mängel auf der „Widerstandsseite“ des Bauwerks und der Tragkonstruktion, die den **Zutritt von Wasser zum Spannstahl** ermöglichen. Bei Brücken geben die Gefällsverhältnisse (Längs- und Quergefälle) an der Oberfläche Hinweise, wo überhaupt Wasser anfällt und abgeleitet werden muss. Wird das anfallende Oberflächenwasser nur ungenügend abgeleitet, erleichtert dies dessen Eintrag in die Tragkonstruktion. Auf dem Weg des Wassers an die Spannstahloberfläche sind verschiedene Barrieren zu überwinden:

In einem ersten Schritt dringt das Wasser **über schadhafte oder ungenügend ausgebildete, meist nichttragende Bauteile bis zur Tragkonstruktion** vor, z. B.:

- schadhafte Abdichtungen und Beläge
- undichte Fahrbahnübergänge, Dilatations- und Elementfugen
- schadhafte oder mangelhafte Entwässerung
- mangelhafte Belags- und Abdichtungsentwässerungsröhrchen
- Einlagen aller Art (Elektrorohre, Einstiegsöffnungen usw.)
- undichte Randanschlüsse
- Risse im Beton
- aufschwimmende Hohlkörper.

Ist das vorhandene Wasser an der Betonoberfläche angelangt, wird im zweiten Schritt die **Betonüberdeckung** überwunden. Dabei stehen als Transportmechanismen das kapillare Saugen und die Diffusion im Vordergrund. Der Wasser- und Chlorideintrag wird massgeblich durch die Qualität des Überdeckungsbetons (Dicke, Dichtigkeit, Risse, Kiesnester usw.) bestimmt.

Die dritte Barriere auf dem Weg des Wassers zum Spannstahl wird durch den permanenten oder temporären Korrosionsschutz des Spannsystems gebildet. Mögliche **Wasserwege durch das Korrosionsschutzsystem** sind z.B.:

- nicht verpresste Hüllrohre bzw. fehlendes Füllgut
- Hohlräume wegen fehlender oder mangelhafter Verfüllung im Verankerungsbereich sowie in den Hoch- und Tiefpunkten (begünstigt durch z. B. zu eng liegende Drahtbündel in zu kleinen Hüllrohren, Auftreten von Verstopfern, Eisbildung im Winter usw.)
- undichte Hüllrohre
- beschädigte oder nicht wasserdicht verschlossene Hüllrohre (Hüllrohrstösse)
- mangelhaft oder nicht verschlossene Injektions- und Entlüftungsröhrchen
- fehlende oder nicht ausreichende Abdichtung des Ankerkopfbereichs beim Verpressen und Auslaufen des Füllgutes
- undichte Ankerkopfausbildung, undichter Nischenbeton oder ungenügender Verbund zwischen Konstruktions- und Nischenbeton
- Längsläufigkeit bei geneigten und insbesondere vertikalen Spanngliedern
- kein Schutz vorhanden (Bauzustände)
- mangelhafter temporärer Korrosionsschutz.

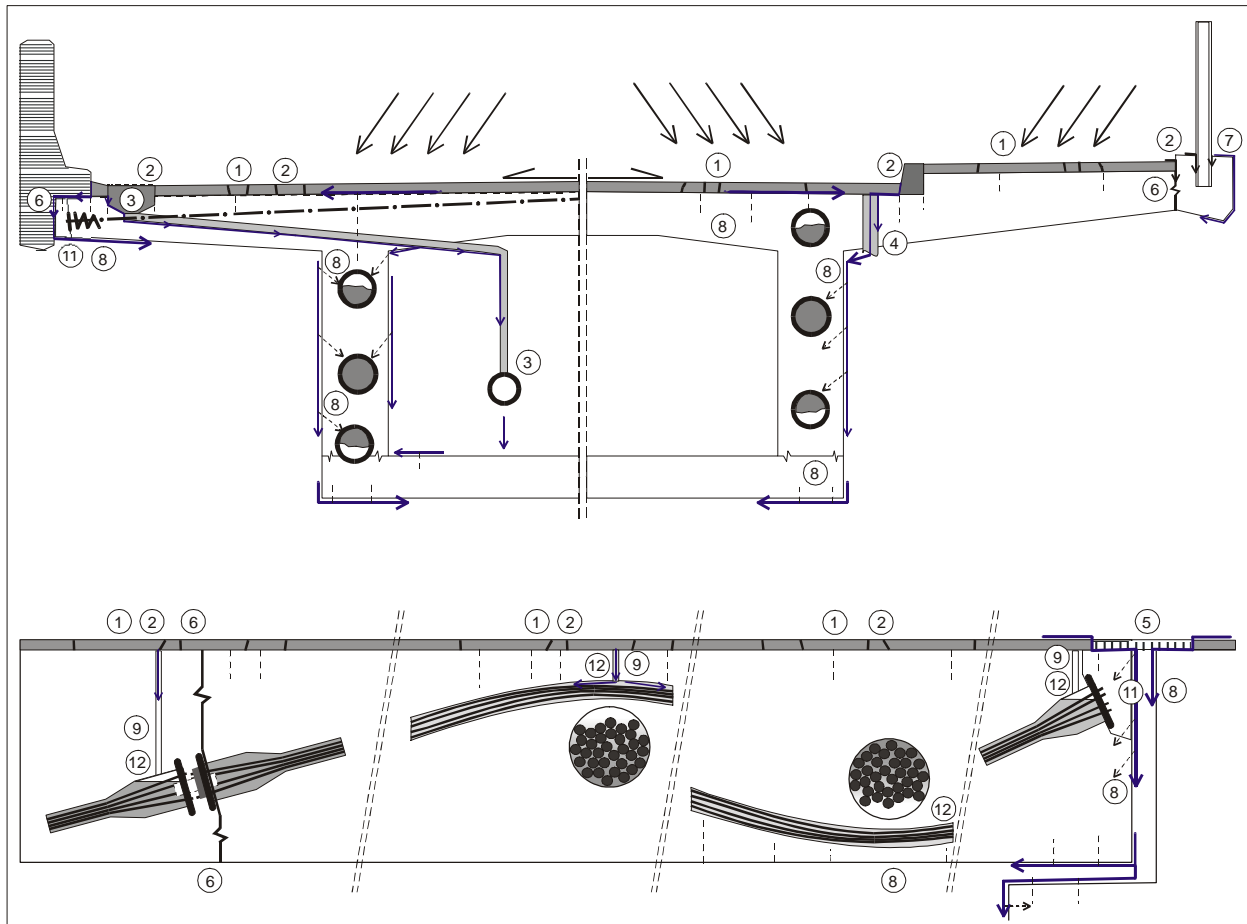
Schliesslich sind auch **Wasserwege entlang des Spannstahles**, abhängig von der Längsneigung (Führung der Spannglieder) und von der Vollständigkeit der Verfüllung, vorhanden. Einerseits sind kleinste Hohlräume im Füllgut praktisch nie auszuschliessen (im Inneren von dichten Drahtbündeln, zwischen am Hüllrohr anliegenden Drähten und dem Hüllrohr selbst usw.), und andererseits kann die Durchlässigkeit des Füllgutes im Bereich von Grenzflächen (Spannstahl – Hüllrohr – Füllgut – Hohlräume) sehr gross sein.

Bei jedem Objekt gibt es, je nach den konstruktiven Gegebenheiten, einen individuellen Weg des Wassers zur Spannstahloberfläche. Einzelne Barrieren können auch ganz wegfallen: z. B. bei unverfüllten Spanngliedern oder in Bauzuständen, wo die erste und allenfalls auch die zweite Barriere noch nicht vorhanden sind und damit ebenfalls direkt das allfällige (temporäre) Korrosionsschutzsystem zum Tragen kommt.

Gefährdungsbilder (Kombination verschiedener Schwachstellen)

Ein Gefährdungsbild ist in der Regel vorhanden, wenn sich ein Spannglied in unmittelbarer Nähe eines unkontrollierten Wasserlaufes befindet (Schwachstelle der ersten Stufe: mangelhafte Ableitung von anfallendem, schadstoffhaltigem Wasser). Die Mängel der zweiten und dritten Barriere haben eine Verschärfung der Situation und somit eine beschleunigte Schadenentwick-

lung zur Folge. In **Bild 2.93** sind die häufigsten Gefährdungsbilder für innen liegende Spannglieder bei Brücken in einem schematischen Längs- und Querschnitt dargestellt. Einzelne Bilder zu diesen Gefährdungen sind in den **Kapiteln 2.5 und 2.6** gezeigt. Besonders gefährdet sind Verankerungen von Spanngliedern in (evtl. undichten) Fahrbahnplatten (**GR-23**). **Bild 2.94** zeigt die möglichen Wasserwege im Inneren eines Spanngliedes bei vorhandenen Inhomogenitäten und/oder Hohlräumen im Füllgut. Der Transport des Wassers in Längsrichtung ist selbstverständlich abhängig von der Längsneigung. Vertikale Spannglieder sind besonders gefährdet, da in deren oberen Bereichen oft Hohlräume vorhanden sind.



Nichttragende Bauteile:

- 1 schadhafter Belag (z.B. Risse)
- 2 fehlende oder schadhafte Abdichtung und Randanschlüsse
- 3 schadhafte Entwässerungsschächte und -leitungen
- 4 falscher Einbau oder falsche Anordnung der Belags- und Abdichtungsentwässerungssysteme
- 5 undichte Fahrbahnübergänge bei Dilatationsfugen
- 6 schadhafte Arbeits- und Elementfugen (gerissen, undicht)
- 7 Einlagen (z.B. Elektrorohre, Geländerpfosten, Rohrdurchführungen)

Korrosionsschutzsystem:

- 8 mangelhafter Überdeckungsbeton
- 9 mangelhaft, oder nicht verschlossene Injektions- und Entlüftungsröhrchen
- 10 undichte, beschädigte, durchkorrodierte Hüllrohre
- 11 undichter Nischenbeton
- 12 mangelhafte Injektion im Verankerungsbereich, in den Hoch- und Tiefpunkten (Hohlräume)

Bild 2.93 Gefährdungsbilder für Spannstähle des Brückenbaus im Längs- und Querschnitt [Hunkeler 1998].

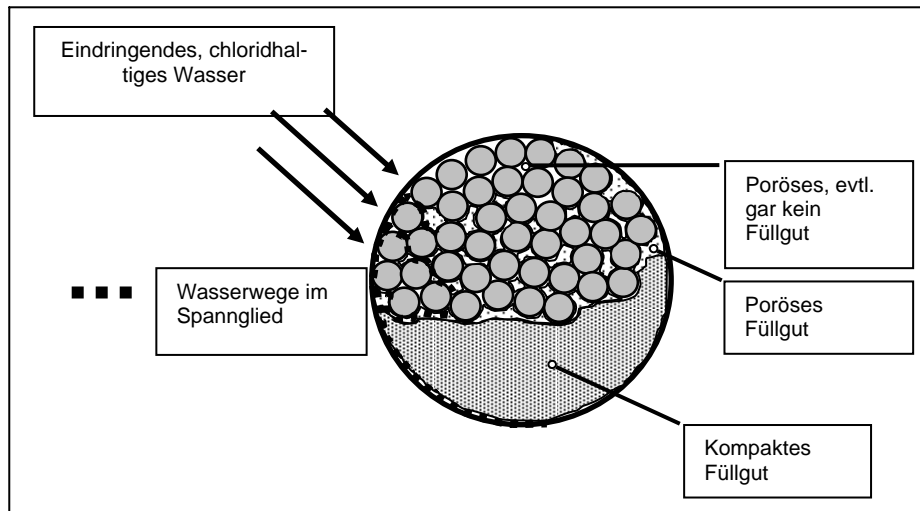


Bild 2.94 Wasserwege im Inneren eines Spannglieds; neben der Ausbreitung im Querschnitt entsteht eine Längsläufigkeit des Wassers; Korrosionsschäden können auch in einiger Distanz zur Eintrittsstelle auftreten [Hunkeler 1998].

Im Rahmen der Instandsetzung von drei Strassenbrücken in München konnte der Zustand der Spannverankerungen genauer untersucht werden [Sodeikat 2004]. Diese Untersuchungen deckten die Schwachstellen der damaligen Spanngliedverankerungen auf (**Bilder 2.95 bis 2.97**). Bilder der entstandenen Korrosionsschäden wurden in **Kapitel 2.6** gezeigt.

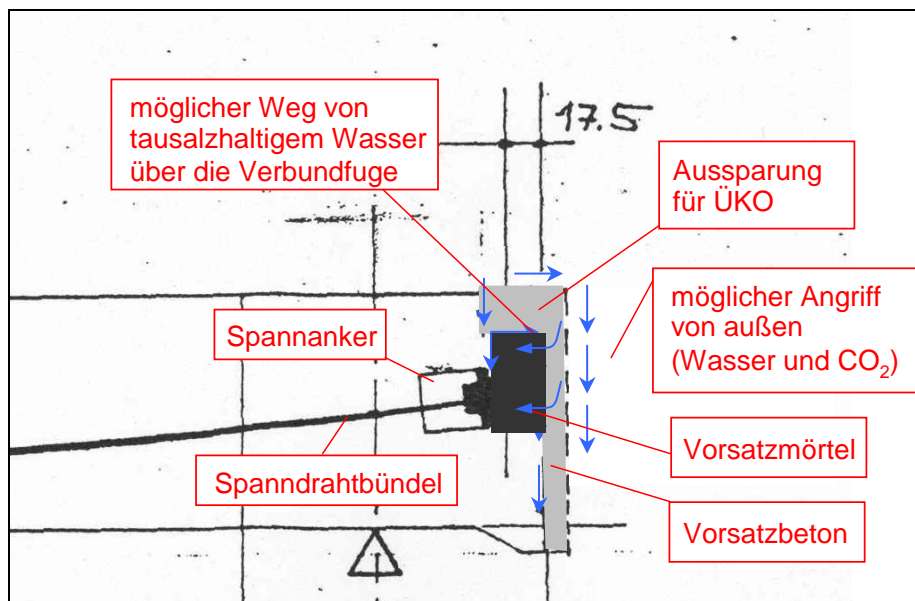
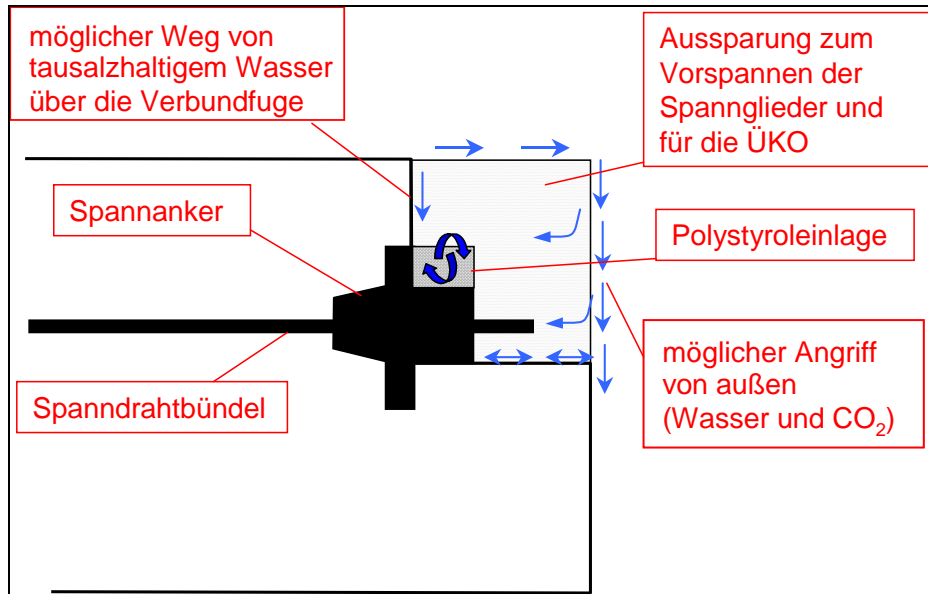
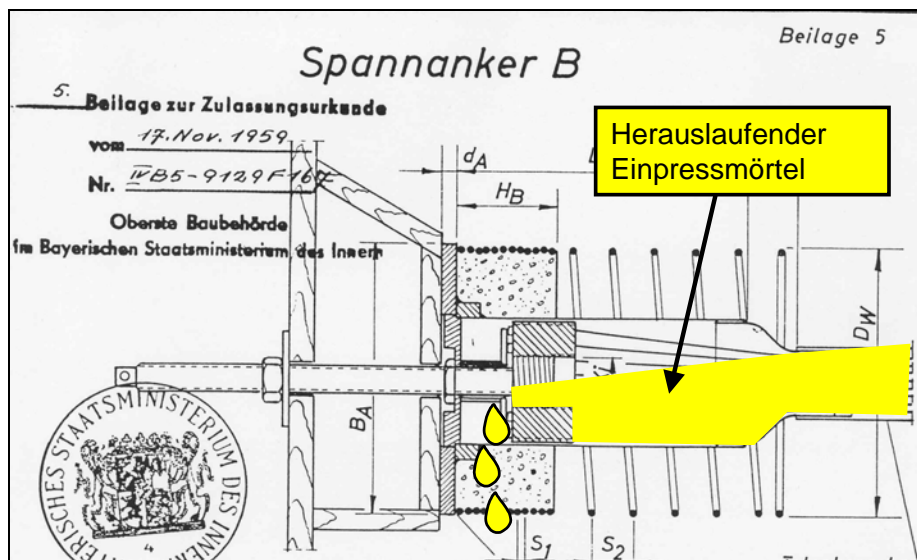


Bild 2.95

Mögliche Eindringwege von chloridhaltigem Wasser bei der Spanngliedverankerung der Brücke über die Otobrunnenstrasse in München-Perlach (Baujahr 1973/74) [Sodeikat 2004]. ÜKO: Übergangskonstruktion.

**Bild 2.96**

Mögliche Eindringwege von chloridhaltigem Wasser sowie Speicherungs- und Verteilungsfunktion der Polystyroleinlage bei der Spanngliedverankerung der Brücke Seehauszufahrt am Mittleren Ring in München-Schwabing (Baujahr 1963) [Sodeikat 2004]. ÜKO: Übergangskonstruktion.

**Bild 2.97**

Schnitt durch den Spannanker der Brücke Oberföhringerstrasse über den Mittleren Ring München-Bogenhausen (Baujahr 1959). Infolge unzureichender Abdichtung konnte das Füllgut nach dem Verpressvorgang teilweise wieder auslaufen [Sodeikat 2004].

Neben den in den oben gezeigten Bildern sind in Einzelfällen folgende Gefährdungen zu beachten:

- Beschädigungen des Hüllrohrs durch Hochdruckwasserstrahlen bei Instandsetzungsarbeiten
- Beschädigungen durch Bohrarbeiten (Versetzen von Packern, Befestigungselementen etc.)
- Makroelementbildung bei der patchworkartigen Instandsetzung
- Streuströme: Bei Spanngliedern der Kategorie b gemäss **Bild 2.11** (elektrisch nicht vollständig isolierte Spannglieder mit Kunststoffhüllrohren), sind abhängig von der Streustrombelastung Massnahmen zur Ableitung der Streuströme zu treffen. Bei der Kategorie c ist die Ableitung der Streuströme immer dann notwendig, wenn das Hüllrohr Verletzungen aufweist (Schutzziel nicht erreicht). Bei der Kategorie a sind bei hoher Streustrombelastung u.U. Massnahmen angezeigt.

Die spezifischen Schwachstellen beim Korrosionsschutzsystem von Spanngliedern ohne Verbund sind aus **Bild 2.98** ersichtlich. Die potenziellen Gefährdungsstellen bei Spanngliedern ohne Verbund in Gebäuden gehen aus **Bild 2.99** hervor [Harder 2004]. Diese Erkenntnisse basieren auf der Untersuchung von über 200 Gebäuden.

Neben den oben erläuterten Gefährdungen ist der Fettabbau durch Mikroorganismen zu beachten. Die dabei entstehenden organischen Säuren sind einerseits sehr korrosiv und können andererseits Spannungsrisskorrosion auslösen. Insgesamt ist diese Gefährdung aber eher selten anzutreffen.

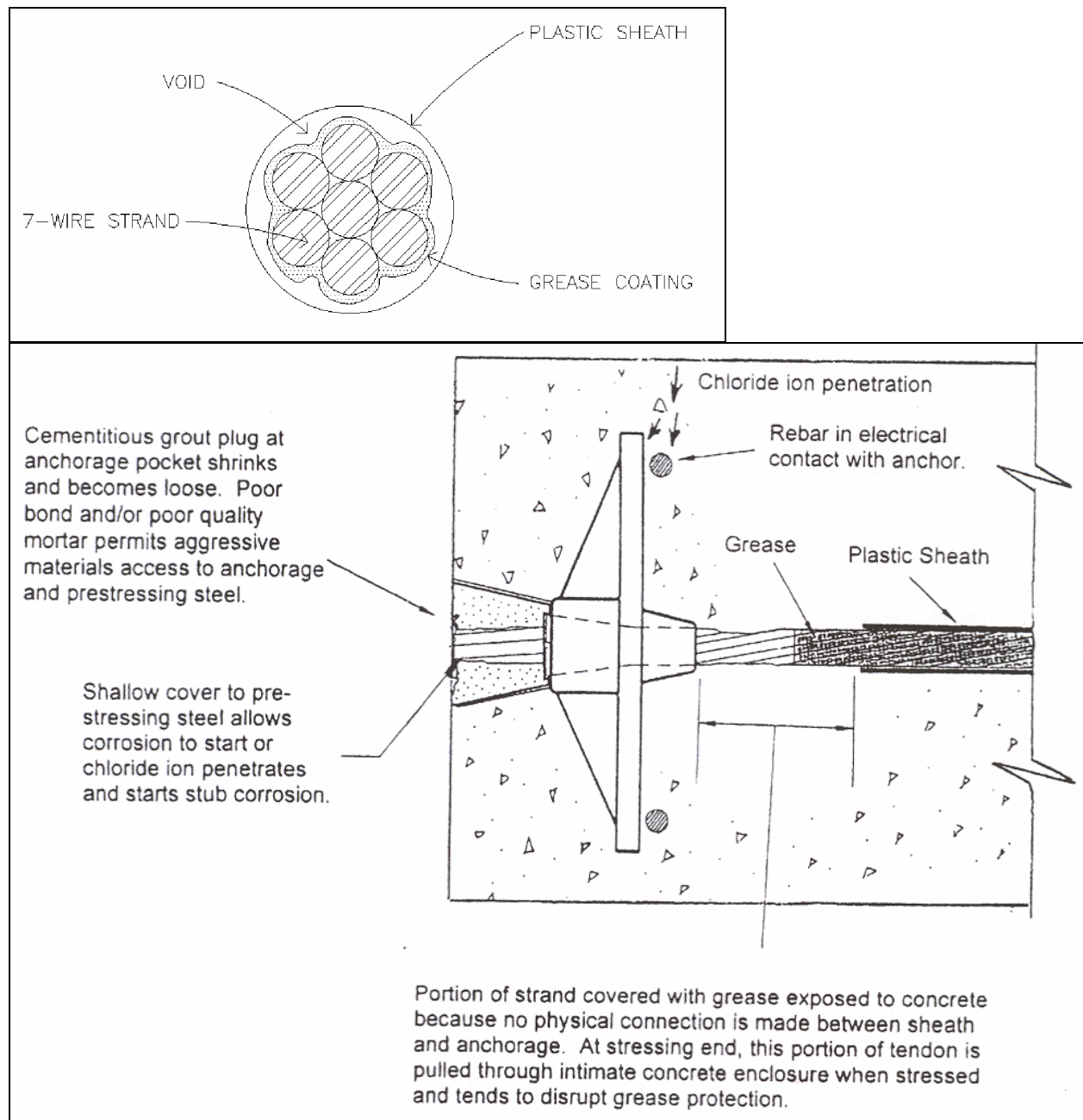


Bild 2.98 Potenzielle Schwachstellen bei Spanngliedern ohne Verbund: Hohlräume (void) bei älteren Systemen (oben) [Webster 1999] und nicht durchgehender Korrosionsschutz im Verankerungsbereich (unten) [ACI 1998]. Anmerkung: In der Schweiz wurde dieses System kaum je so ausgeführt.

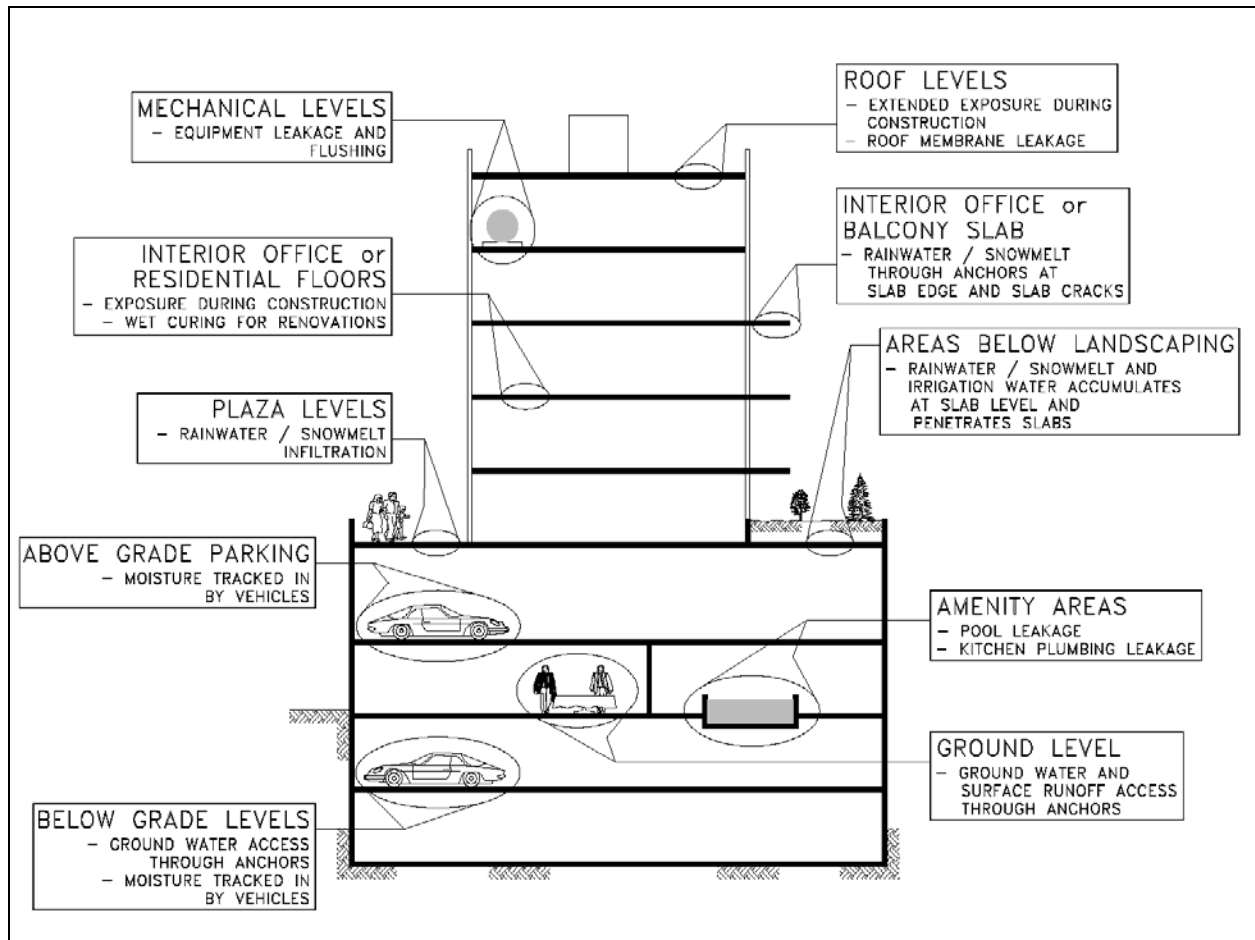


Bild 2.99 Potenzielle Gefährdungsstellen bei Spanngliedern ohne Verbund in Gebäuden [Harder 2004]. *Anmerkung: Ähnliches gilt auch für die Vorspannung mit Verbund.*

2.8 Überwachung, Überprüfung und Massnahmen zur Instandsetzung

2.8.1 Vorgehen

Die bei der Erhaltung von Bauwerken wichtigen Begriffe sind in der Norm SIA 260 [SIA 2003c] definiert, jene für die „Erhaltung von Betontragwerken“ in der Empfehlung SIA 162/5 [SIA 1997]. Die Erhaltung von Brücken ist in [Brühwiler 2003] ausführlich behandelt. Im Folgenden soll deshalb nur auf einige besondere Aspekte bei der Zustandserfassung und -beurteilung von vorgespannten Betonbauten eingegangen werden. Wie bei anderen Bauwerken ist ein schrittweises, gezieltes und systematisches Vorgehen unabdingbar. Die Kombination von flächendeckenden Untersuchungen mit gezielten Sondierungen und Analysen ermöglicht in der Regel eine sichere Beurteilung des Zustandes des Spannsystems.

Die Überwachung von Tragwerken mit Spanngliedern und deren Überprüfung mit Zustandserfassung und -beurteilung sollte folgende Schritte umfassen:

- **Studium des Ausführungsdossiers** (Bauwerksakten, Ausführungsdossier):
 - Unterlagen und Pläne geben Hinweise auf das Zusammentreffen von Spanngliedern und konstruktiven Schwachstellen (innere Gefährdungen: Gefährdungsbilder).
 - Die Nutzung gibt Hinweise auf die bisherigen Einwirkungen (äussere Gefährdungen).
 - bisherige Feststellungen und Beobachtungen der Eigentümer und Unterhaltsdienste berücksichtigen.

- Die **visuelle Untersuchung** liefert konkrete Hinweise auf eine mögliche Schädigung an der schlaffen Bewehrung und/oder am Spannsystem. Gefährdungsbilder bei Brücken gemäss **Bild 2.93**:
 - Wasserläufe, Durchfeuchtung
 - Versinterungen, Ablagerungen
 - Rostflecken, Abplatzungen
 - Risse
 - Kiesnester
 - Frost- und Frosttausalzschäden
 - Setzungen, Verformungen.

Kernfrage ist immer:

Wo fällt (schadstoffhaltiges) Wasser an und wie fliesst es ab?

- In einer weiteren Stufe der Zustandserfassung sollten, wenn immer möglich, die gemachten Beobachtungen und Resultate der eingesetzten Untersuchungsmethoden mit gezielten **Analysen und Sondierungen** abgesichert werden.

Die Literatur über die Methoden zur Ortung und Untersuchung von Spanngliedern ist sehr umfangreich [Kniess 1986, Matt 1989b, 2001, Velde 1998, DIBT 1996, Jaeger 1996, Hillemeier 1997, 2004, BAST 1998, 2002, NCHRP 1999, Hamada 2001, Kamada 2002, Huggenschmidt 2002, 2005, Budelmann 2003, NDT 2003, Washer 2003, Int 2004, Liu 2004, Ali 2004, Poston 2004]. Die Erfahrung in vielen Ländern zeigt aber, dass bis heute keine der möglichen und in Einzelfällen auch mit Erfolg angewendeten Methoden den breiten Durchbruch geschafft hat (Kosten, Handhabung, Störeinflüsse). Oft folgen auf erfolgversprechende Laborresultate ernüchternde Erfahrungen bei der Anwendung an realen Objekten. Die australischen Erfahrungen sind in der **Tabelle 2.22** zusammengefasst. Die Aussagekraft der elektrischen Widerstandsmessung ist allerdings eingeschränkt, wenn z.B. Kurzschlüsse im Verankerungsbereich die Resultate beeinflussen. Die Anwendung und Interpretation der elektrischen Widerstandsmessung bei elektrisch isolierten Spanngliedern ist in [Elsener 2002] behandelt.

Generell ist zu beachten, dass die gefährdetsten Stellen (Endverankerungen, Durchführungen in Querträgern etc.) in vielen Fällen gleichzeitig die am schlechtesten zugänglichen Stellen für irgendwelche Untersuchungen sind.

An verschiedenen Bauwerken konnte gezeigt werden, dass die Potenzialmessung zusätzliche, wenn auch nur indirekte Hinweise auf eine mögliche Schädigung am Spannsystem liefern kann.

Bei mehreren Bauwerken mit Spanngliedern ohne Verbund wurde offenbar ein akustisches Monitoring-System mit Erfolg eingesetzt, um Lage und Zeit von weiteren Spanngliedbrüchen festzustellen [Holley 2004, Elliott 2004, Paulson 2003]. Es wird unter dem Namen „SoundPrint“ kommerziell angeboten. Neuerdings wird versucht, dieses System auch bei Brücken mit Spanngliedern mit Verbund anzuwenden [Elliott 1999, 2004, Paulson 2003]. Auch in der Schweiz läuft zurzeit ein derartiger Versuch (**Bild 2.100**) [TBA GR 2004].

Hinweis: Beim Öffnen von Spanngliedern ist die „Wegleitung zum Erstellen und Instandsetzen von Sondieröffnungen bei Spanngliedern“ des VSV zu beachten [VSV 1998].

| NDT | Locates voids (Y- Yes, N- No) | Suitable for ducted tendons | Detects corrosion | Quantifies tendon loss | Used in Australia |
|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|---------------------------|----------------------|
| Radiography | Y | Y | Y | Y (if large) | Unsure |
| Computed Tomography | Y | Y | Y | Y (if large) | Unsure |
| Surface Penetrating Radar | Y | Unclear | Y | Y (if large) | Y |
| Impact Echo | Y | N | Unclear | N | Y |
| Acoustic Emission Monitoring | N | Y | N | N | Y |
| Magnetic Field Disturbance | N | N | Y | Y | Unsure |
| Remnant Magnetism | N | Y | N | N | Unsure |
| Linear Polarisation | N | N | Y | N | Y |
| Electrical Resistance | N | Unclear | N | Y | Y |
| Surface Potential Survey | N | N | Y | N | Y |

Tabelle 2.22: Einsatz zerstörungsfreier Prüfmethode in Australien für die Beurteilung des Zustandes von Spanngliedern [Ali 2004].

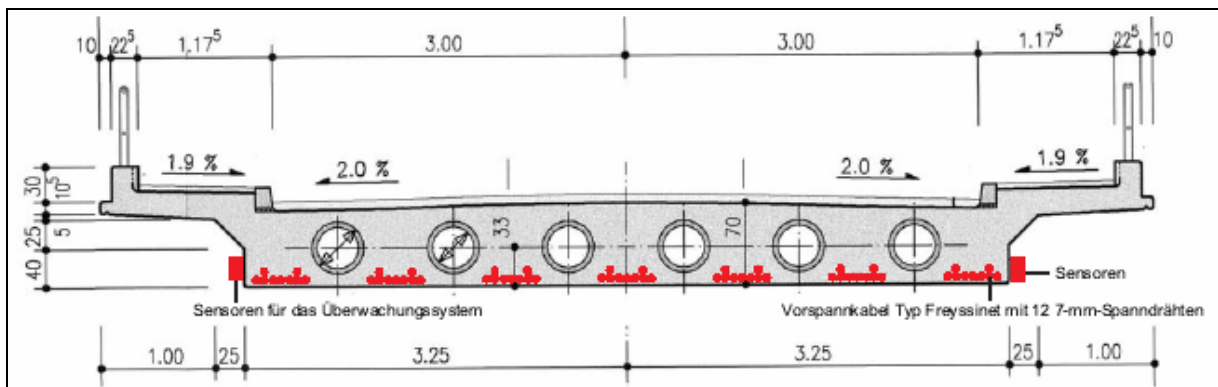


Bild 2.100

Ponte Moesa in Roveredo: Querschnitt der Brücke (oben) und Montage der Sensoren für einen Versuch mit dem akustischen Monitoring-System „SoundPrint“ (unten) [TBA GR 2004].

- **Zustandsbeurteilung und Massnahmenempfehlung**

Bei der Beurteilung des Schadenpotenzials ist zu beachten, dass beim Bruch von Spanngliedern ohne Verbund grosse Energien freigesetzt und Personen- und Sachschäden angerichtet werden können (**Kapitel 2.6.3 und 2.6.4**).

Bei Korrosionsschäden an Spanngliedern sind meist nur die äussersten Spanndrähte oder Spannlitzen einsehbar. Bei der Beurteilung des Schadenausmasses und des weiteren Korrosionsverlaufs stellt sich deshalb häufig die Frage, wie weit die tiefer liegenden Spanndrähte und Litzen korrodieren.

Bei verschiedenen Abbruchobjekten sowie in einzelnen anderen Fällen konnte dieser Frage näher nachgegangen werden. Dabei zeigte es sich, dass bei einem seitlichen Angriff die hinteren Drähte deutlich weniger korrodieren als man auf Grund des Zustands der vorderen Drähte vermutet hätte (z.B. bei den Elementträgern der Überdeckung Töss [Hunkeler 1999]).

Detaillierte Überlegungen zu dieser Frage werden im folgenden Kapitel an Hand eines Beispiels gemacht.

2.8.2 Modell für seitlichen Korrosionsangriff bei Spanngliedern (Beispiel)

Im Rahmen der Überwachung der Europabrücke nach der Instandsetzung und der Erarbeitung der Empfehlung für weitere Massnahmen (siehe **ZH-08**) wurden grundsätzliche Überlegungen zur Korrosion von Spanngliedern bei einem seitlichen Korrosionsangriff angestellt [TBA ZH 2002]. Diese sind im Folgenden dargelegt.

Für die Vorspannung der Europabrücke wurden BBRV-Spannglieder mit 44 und 55 Drähten verwendet. Die verwendeten Spanndrähte waren glatt, d.h. nicht profiliert. Wenn diese gespannt sind, liegen sie satt aneinander und die Hohlräume zwischen den innen liegenden Spanndrähten können kaum mehr vollständig verfüllt werden.

Korrosionsmodell

Das **Bild 2.101** zeigt schematisch den Korrosionsangriff auf Spannglieder mit 44 bzw. 55 Drähten im Hüllrohr. Die gespannten Drähte liegen je nach Krümmung des Spanngliedes (Hoch- und Tiefpunkt) bzw. wegen der Radien in Längsrichtung (z.B. Querschnitts- oder Richtungsänderungen, Ausführungsungenauigkeiten) als Bündel oben, unten oder an der Seite des Hüllrohres an. Das Füllgut dringt beim Verpressen der Spannglieder nur teilweise oder überhaupt nicht in das Innere der Drahtbündel ein, da die Drähte satt aneinander gepresst werden. Dies bedeutet, dass nur die äusseren Drähte des Bündels mit Füllgut mehr oder weniger vollständig umhüllt werden. Die Hohlräume im Innern des Drahtbündels sind im Extremfall nur mit Luft gefüllt.

Die starke Profilierung des Hüllrohres (ca. 6 mm) sollte gewährleisten, dass das Füllgut sich auch rund um die Spanndrähte, d.h. radial verteilen kann. Liegen die Spanndrähte am Wellental des Hüllrohres an, wird vermutlich nur der Wellenberg mit Füllgut verfüllt. Liegen sie zentrisch im Hüllrohr, so sind alle äusseren Drähte mit Füllgut umgeben. Diese Situation dürfte eher die Ausnahme darstellen.

Der seitliche Chlorideintrag führt, wenn der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist, zur Korrosion am Hüllrohr. Das Hüllrohr stellt wegen der sehr geringen Wandstärke von lediglich etwa 0.3 bis 0.5 mm keinen wirksamen Schutz der Spanndrähte dar. Abhängig von der exakten Lage der Spanndrähte im Hüllrohr, ergibt sich auch eine unterschiedliche Lage des Drahtbündels in Bezug auf den Chlorideintrag (**Bild 2.101**). Entweder liegen die Drähte direkt hinter dem Hüllrohr (Wellental) und sind damit nicht vollständig mit dem schützenden Füllgut umhüllt, oder sie liegen an der gegenüberliegenden Seite des Hüllrohres.

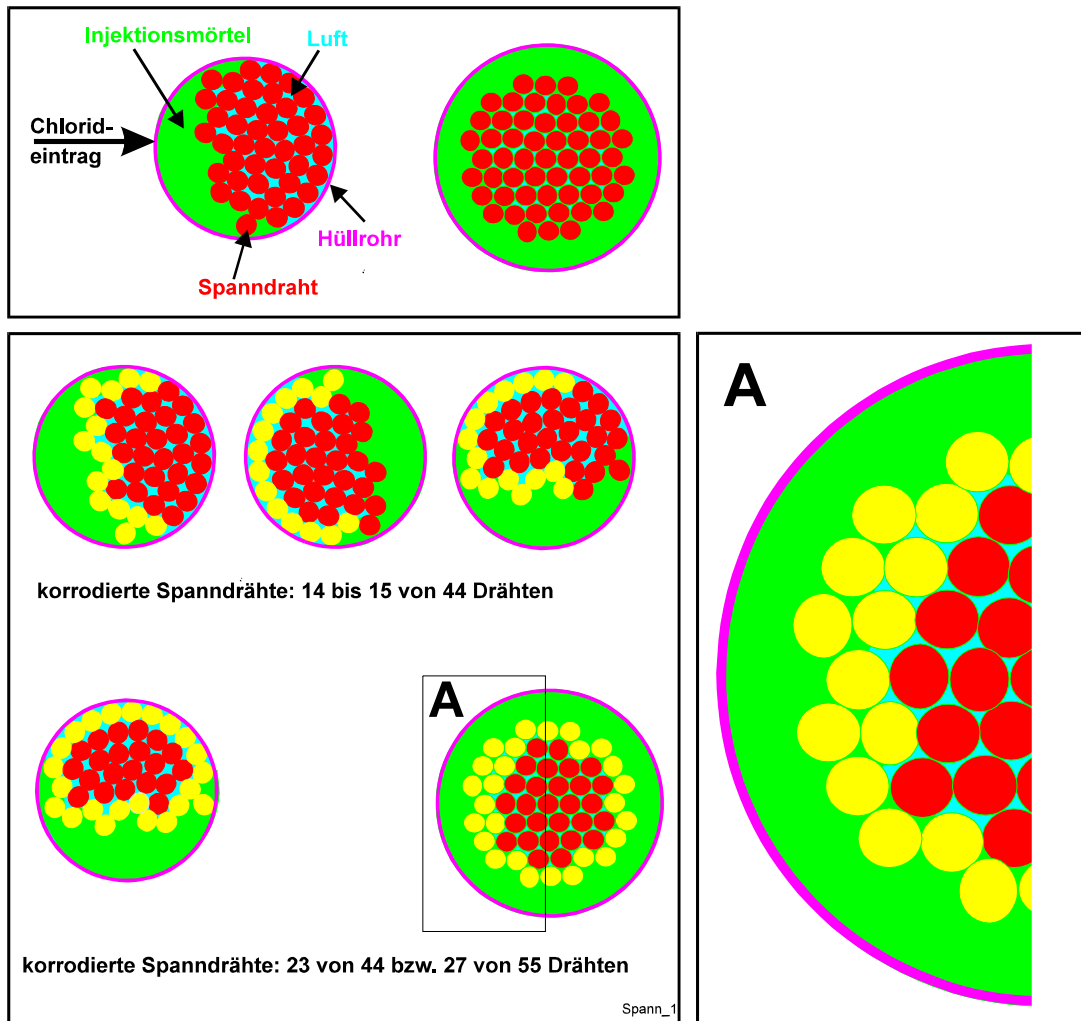


Bild 2.101 Querschnitt von Spanngliedern mit 44 bzw. 55 Spanndrähten im Hüllrohr mit verschiedenen Korrosionsangriffen (schematisch). Korrodierte Spanndrähte: hell.

- oben:* Ausgangssituation
unten, links: - bei Korrosion bis 1/2 bis 2/3 des Hüllrohrdurchmessers
 - bei Korrosion bis über das ganze Hüllrohr
unten, rechts: Ausschnitt A

Die beschriebenen Möglichkeiten stellen Extremfälle dar. Sicher gibt es Zonen, in denen die Spanndrähte nicht so eng aneinander liegen und grössere, mit Füllgut verfüllte Hohlräume vorhanden sind. Auf die grundsätzlichen Überlegungen hat dies aber keinen entscheidenden Einfluss.

Für den Chlorideintrag bedeutet dies, dass die Chloride durch die dünnen Schichten von Füllgut zwischen den aussen liegenden zu den weiter innen liegenden Drähten vordringen müssen. Rein geometrisch gesehen führt dies zu einer starken Reduktion der diffusionsfähigen Querschnittsfläche (ein Faktor von 10 und mehr ist möglich). Dies bremst nicht nur den Chlorideintrag, sondern reduziert auch den Chloridgehalt im innen liegenden Füllgut und damit die Korrosionsgefahr ganz erheblich.

Auch hinsichtlich der Korrosion ergeben sich Konsequenzen. Bei fehlendem Füllgut zwischen den Drähten ist kein Stromfluss möglich, da der für den Stromtransport notwendige Elektrolyt fehlt. Ist teilweise Füllgut vorhanden, das die Funktion des Elektrolyten übernehmen kann, ist ein Stromfluss zwar möglich, wegen des geringen Volumens ist der elektrische Widerstand aber relativ hoch und der mögliche Stromfluss stark begrenzt.

An ausgebauten Spanngliedern wurden bei innen liegenden Spanndrähten schon öfters kleinere Anrostungen und Rostspuren gefunden, aber bisher noch nie wesentliche Querschnittsverluste. Vielfach waren die Spanndrähte blank, d.h. ohne jegliche Korrosions- oder Injektionsspuren. Diese Beobachtungen stützen die Annahmen dieses Korrosionsmodells.

Die im Folgenden dargestellten beiden Fälle gelten nur dann, wenn kein flüssiges Wasser in die Spannglieder eingedrungen bzw. vorhanden ist.

Fall a)

Befindet sich zwischen Hüllrohr und den aussen liegenden Spanndrähten praktisch kein Füllgut bzw. nur im Wellenberg, so beginnen nach der Perforation des Hüllrohres im Wellental die Spanndrähte ohne wesentliche zeitliche Verzögerung zu korrodieren. Dabei ist es nicht erforderlich, dass ein kritischer Chloridgehalt erreicht oder überschritten wird. Die Korrosion findet nur schon wegen der Anwesenheit der Feuchtigkeit statt. Grundsätzlich handelt es sich dabei um eine Form der atmosphärischen Korrosion. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird vorab durch die Nasszeit (=Zeit, während der die Korrosion effektiv abläuft, RL über etwa 80%), die Wasserfilmdicke (Wasserangebot), die Leitfähigkeit (Verunreinigungen, Salzgehalt) und durch den pH-Wert des Wasserfilms sowie durch das Sauerstoffangebot bestimmt.

In intakten Hüllrohren ist der Sauerstoffgehalt vermutlich sehr tief, da der vorhandene Sauerstoff durch die Korrosion verbraucht wird. Dies geschieht umso schneller, je grösser das Verhältnis von Stahloberfläche zu Luftvolumen ist und je stärker der Antransport durch den Beton und durch das Hüllrohr gehemmt ist. Hüllrohre, auch wenn diese nicht oder nicht mehr dicht sind, stellen eine gute Barriere gegen einen starken Luftaustausch dar. Feuchter bzw. nasser Beton weist eine im Vergleich zu trockenem Beton stark reduzierte Gasdurchlässigkeit auf.

Fall b)

Befindet sich zwischen Hüllrohr und den aussen liegenden Spanndrähten Füllgut, so nimmt das Füllgut nach der Perforation des Hüllrohres entsprechend dem Gehalt des anliegenden Betons Chloride auf. Die Korrosion an den Spanndrähten beginnt erst, wenn der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist. Dabei gelten die gleichen Gesetzmässigkeiten wie bei der Korrosion der schlaffen Bewehrung, die im Kontakt mit chloridverseuchtem Beton steht.

Für die innen liegenden Spanndrähte, die nicht mit Füllgut umhüllt sind, gelten die gleichen Überlegungen wie im Fall a). Der Hohlraum im Kern des Bündels ist mit Luft gefüllt, solange kein flüssiges Wasser in diese Hohlräume fliessen kann. Zeitweise kann sich möglicherweise Kondenswasser bilden.

Es muss betont werden, dass das hier verwendete Korrosionsmodell nur für die Verhältnisse bei den Stegen der Europabrücke gültig ist. Es darf nicht ohne weiteres auf andere Situationen (z.B. Hochpunkte) oder Arten von Spanngliedern (z.B. Spannglieder mit weniger Drähten, mit Stangen oder mit Litzen) übertragen werden.

Abtragsrate an den Spanndrähten

Solange keine Risse im Beton vorhanden sind, die von der Betonoberfläche her direkt flüssiges Wasser an die Spanndrähte heranführen, ist in den beiden Fällen a) und b) das Wasserangebot aus dem Beton beschränkt. Der wassergesättigte Beton stellt damit den ungünstigsten Zustand dar.

Wenn der Beton der Stege und das Füllgut der Spannglieder trocken sind, sind Reichweite und Wirkung des Makroelementes zwischen der Bewehrung und dem Spannglied wie auch innerhalb des Hüllrohres beschränkt (hoher elektrischer Widerstand, geringes Elektrolytvolumen). Die Wirkung des Makroelementes zwischen den Spanndrähten und der übrigen Bewehrung ist abhängig von der Fläche des wegkorrodierten Hüllrohres. Ist dieses intakt, entsteht kein Makroelement (Spanndrähte sind elektrisch abgeschirmt).

Bei der Europabrücke wurden relativ wenige Risse festgestellt. Nach der Instandsetzung sollten die allenfalls vorhandenen Risse kein flüssiges Wasser mehr führen. Man darf daher Folgendes annehmen:

- Die mit Füllgut umhüllten Spanndrähte weisen eine ähnliche potenzialabhängige Abtragsrate wie die schlaife Bewehrung auf (**Bild 2.102**). Sie könnte tendenziell sogar eher etwas tiefer sein, da die Spanndrähte eine höhere Überdeckung aufweisen und damit das Sauerstoffangebot etwas niedriger ist.

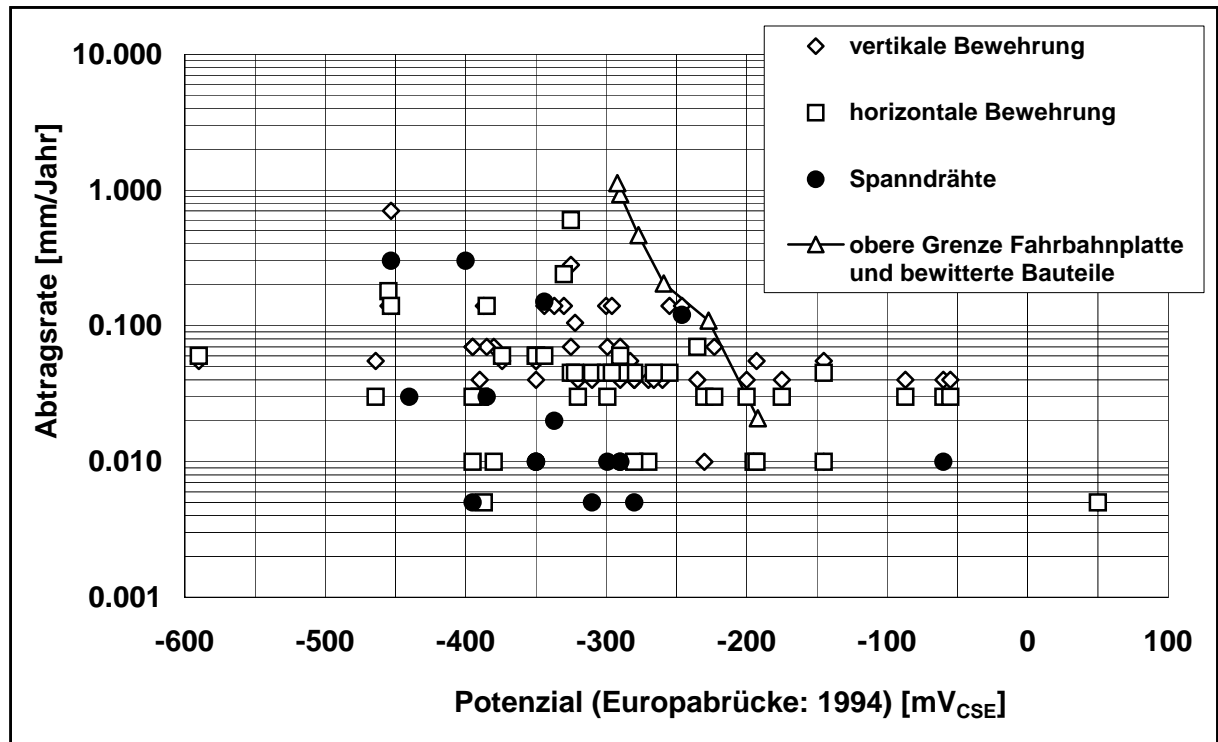


Bild 2.102 Berechneter mittlerer jährlicher Abtrag bei der horizontalen und vertikalen Bewehrung sowie bei den Spanndrähten (Einzelwerte) in Abhängigkeit vom Potenzial (Ergebnisse aus den Sondierungen, angenommene Korrosionszeit: 20 Jahre). Die obere Grenze für Fahrbahnplatten und bewitterte Bauteile wurde [Schiegg 2002] entnommen.

- Die nicht mit Füllgut umhüllten Spanndrähte weisen im Innern des Drahtbündels maximal eine Abtragsrate auf, die jener von Stahl bei einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit von knapp 90% entsprechen.

Die Abtragsrate bei der atmosphärischen Korrosion wird wegen der Bildung einer Schicht aus Rostprodukten mit der Zeit langsamer. Die Korrosionsbedingungen im Hüllrohr sind, da kein Schwefeldioxid (SO_2) und im Innern des Drahtbündels keine Chloride vorhanden sind, als nicht sehr aggressiv einzustufen.

Die Abtragsrate beträgt unter den beschriebenen atmosphärischen Korrosionsbedingungen etwa 5 bis maximal 40 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$. Die oben beschriebenen Beobachtungen an ausgebauten Spanndrähten wie auch die Beobachtungen bei den Sondagen der Europabrücke lassen zu, dass für realistische Abschätzungen als grober Schätzwert für die atmosphärische Korrosion an den Spanndrähten mit dem tieferen Wert gerechnet werden darf (Begründung: Sauerstoffmangel und eher tiefe relative Luftfeuchtigkeit; siehe oben).

Worst Case

Als Worst Case-Szenarium kann angenommen werden, dass unter ungünstigen Bedingungen der Chlorideintrag vor der Instandsetzung so tiefreichend und die Überdeckung der Spanngli-

der so gering waren, dass der Chloridgehalt bis zur Hälfte des Hüllrohres bzw. darüber hinaus den kritischen korrosionsauslösenden Wert überschritten hatte. Unter diesen Umständen ergibt sich, dass im schlechtesten Fall maximal etwa die Hälfte der Spanndrähte ausfallen kann (**Bild 2.101**: Korrosion bis über das ganze Hüllrohr hinaus).

Bei mehreren direkt übereinander liegenden Spanngliedern kann damit gerechnet werden, dass die Reduktion des Betonquerschnittes zwischen den Kabeln zu einem, im Vergleich zum ungehinderten Eintrag, tieferen Chloridgehalt im Beton hinter den Spanngliedern führt (analoge Situation wie bei den Spanndrähten im Hüllrohr).

Rechnet man mit einem Wert von $5 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ (in 100 Jahren ergibt dies bei einem allseitigen Abtrag maximal 1 mm), so sollten die innen liegenden Spanndrähte innerhalb der wahrscheinlichen Nutzungszeit wegen der atmosphärischen Korrosion kaum vollständig durchkorrodieren oder durchreißen, was bei einem Querschnittsverlust von etwa 30 bis 50% möglich wäre.

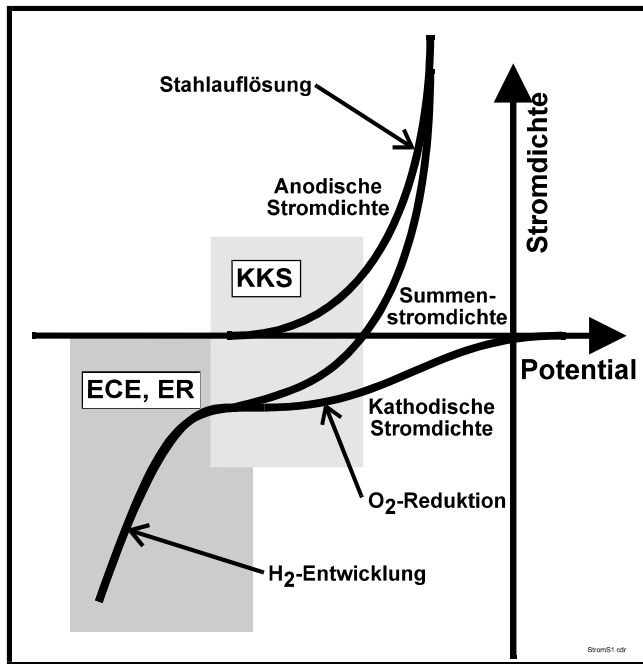
Es muss hier noch einmal betont werden, dass die vorherigen Ausführungen nicht ohne weiteres auf andere Spanngliedertypen oder andere Beanspruchungen (z.B. Wassereintrag von oben) übertragen werden können. Unter Umständen können andere Modelle entwickelt werden, um den möglichen Korrosionsfortschritt zu beurteilen. Als besonders kritisch und schwierig zu beurteilen ist der Wassereintrag von oben bei gleichzeitiger Längsläufigkeit im Spannglied.

2.8.3 Elektrochemische Instandsetzungsverfahren

In den letzten Jahren wurden verschiedene Betonbauwerke mit Korrosionsschäden an Spanngliedern instand gesetzt. Dabei wurde immer wieder die Frage gestellt, ob die elektrochemischen Instandsetzungsverfahren auch bei Spannbetonbauten angewendet werden dürfen oder nicht. Auf diese Frage soll im Folgenden eingegangen werden. Fragen zu den konventionellen Instandsetzungsmethoden werden hier nicht behandelt. Es soll hier nur der Hinweis gemacht werden, dass bei Verstärkungen der Verbund zum Beton dauerhaft sein muss und die darunter liegende Bewehrung nicht korrodieren darf (Korrosionssprengrisse, Abplatzungen). Am Rande sei noch vermerkt, dass auch Versuche zum Spleissen von Spanndrähten durchgeführt wurden [Zobel 1998, Saiidi 2000].

Zu den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren gehören der kathodische Korrosionsschutz (KKS), die elektrochemische Entsalzung (ECE) und die elektrochemische Realkalisierung (ER). Bei der Frage nach dem Einsatz elektrochemischer Instandsetzungsverfahren bei vorgespannten Betonbauten ist zu beachten, dass sich bei sehr negativen Potentialen bzw. bei sehr hohen kathodischen Stromdichten Wasserstoff (H_2) entwickelt (**Bild 2.103**). Hochfeste Werkstoffe (z.B. Spanndrähte, Anker) können dadurch verspröden (wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion). Weiter ist zwischen der Spannbettvorspannung und Spanngliedern mit oder ohne Verbund zu unterscheiden. Bei der Beurteilung sind hauptsächlich folgende Punkte zu beachten:

- niederohmige Strompfade (Annäherungen zwischen Spannglied und Anode, Bereiche mit niedrigem elektrischem Betonwiderstand wie z.B. neue Flickstellen)
- Art der Vorspannung (mit/ohne Verbund, mit sofortigem/nachträglichem Verbund)
- Art der Hüllrohre (Stahl, Kunststoff)
- Zustand der Spannglieder und der Hüllrohre (mit/ohne Vorschädigungen)
- Geometrie des Bauteils
- Anordnung der schlaffen Bewehrung
- Abstand zwischen Anode und Spannbewehrung (z.B. bei Hochpunkten und Verankerungen)
- elektrischer Betonwiderstand.

**Bild 2.103**

Stromdichte-Potenzialkurve und Bereich der kathodischen Polarisation (Potentialabsenkung) bei den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren.

Bild 2.104 zeigt einige Resultate aus Untersuchungen zur Wasserstoffversprödung von Spannstählen. So nimmt die Standzeit (Zeit bis zum Bruch bei konstanter mechanischer und elektrochemischer Belastung) mit zunehmender Stromdichte ab (**Bild 2.104a**). Unterhalb einer kritischen Stromdichte wird keine Beeinflussung mehr festgestellt. Dieser kritische Wert ist von der Zusammensetzung des Elektrolyten (z.B. pH-Wert) und der Stahlqualität (Zusammensetzung, Art der Herstellung) abhängig. Aus **Bild 2.104b** ist ersichtlich, dass mit abnehmendem Potential die normierte Bruchlast abnimmt.

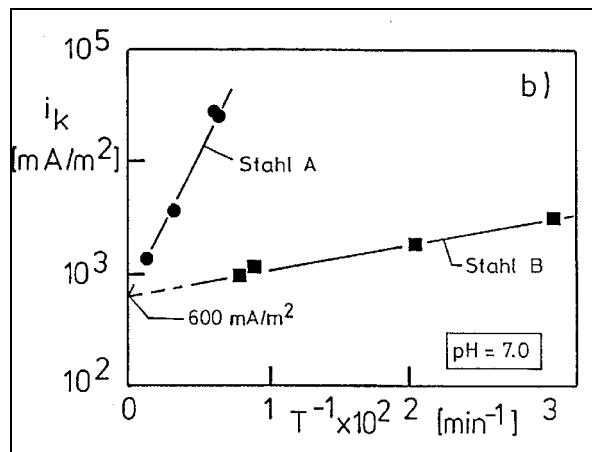
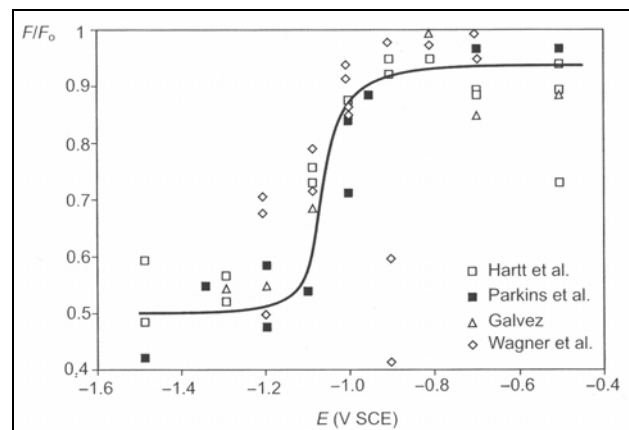
**a)****b)**

Bild 2.104 a) Einfluss der kathodischen Stromdichte i_k auf die reziproke Standzeit T [Böhni 1975a] und b) Einfluss des Potentials auf die normierte Bruchlast [Bertolini 2004].

Die Richtlinie C7 der SGK [SGK 1991] lässt unter bestimmten Voraussetzungen die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes bei Spannbetontragwerken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zu. Im Vergleich zu normalen Stahlbetonbauten verlangt aber die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes bei Spannbetonbauwerken besondere Vorsicht und gute Fachkenntnisse. Der Auslegung und Überwachung des kathodischen Korrosionsschutz-Systems ist deshalb grösste Beachtung zu schenken. Insbesondere sind Abschätzungen zur Stromverteilung gefordert. Für Tragwerke mit Spannbettvorspannung wird die Anwendung des KKS jedoch ausgeschlossen. Auch die Norm EN 12696:2000 „Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton“ [CEN 2000] mahnt wegen der Gefahr der Wasserstoffversprö-

dung generell zur Vorsicht und fordert, dass keine Potenziale unter $-900 \text{ mV}_{\text{SCE}}$ auftreten (Ziffer A.4). Insgesamt decken sich diese Hinweise mit den Anforderungen der FHWA in den USA [FHWA 1998a].

Bei der elektrochemischen Realkalisierung (ER) und Chloridentfernung (ECE) sind die Stromdichten im Vergleich zum kathodischen Korrosionsschutz bis über 100mal höher. Dies bedeutet, dass die in der Richtlinie C7 [SGK 1991] angegebenen Randbedingungen bei der Anwendung in noch erhöhtem Masse Gültigkeit haben und beachtet werden müssen. Gemäss [Miyagawa 2004] kann die ECE auch bei vorgespannten Brücken angewendet, wenn der Stromfluss periodisch für eine gewisse Zeit unterbrochen wird.

Neben den rein technischen Aspekten muss Folgendes beachtet werden:

- Kompetenz des Planers oder Unternehmers zur Abschätzung des Risikos bei der Anwendung
- Verantwortlichkeiten für allfällige Vorschädigungen
- Verantwortlichkeiten für allfällige Langzeitschäden durch das angewandte Verfahren
- Art und Dauer der Garantie.

Auf Grund dieser Überlegungen und der meist grossen Unsicherheiten bei der Gesamtbeurteilung des noch tragbaren Risikos wird in der Empfehlung SIA 162/5 [SIA 1997] die Anwendung der elektrochemischen Realkalisierung und Chloridentfernung bei vorgespannten Bauteilen nicht empfohlen, bzw. diese dürfen „nicht angewendet werden, wenn die kathodische Teilreaktion an der Spannstahloberfläche nicht ausgeschlossen werden kann“ (Empfehlung SIA 162/5, Ziffer 6 47).

Nach den Kenntnissen der Forschungsstelle gibt es neben verschiedenen Laboruntersuchungen [FHWA 1993, 1994, Klisowski 1996, Takewaka 1998, Tanaka 1998, Ueda 1998a,b] weltweit nur sehr wenige Anwendungen der ECE oder des KKS an realen Spannbetonbauten (z.B. in Japan [Aoyama 2002, Miyagawa 2004] und USA [FHWA 1998b]). Um hier einen Schritt vorwärts zu kommen, führte die TFB im Auftrage des Bauamtes des Kantons Uri Untersuchungen über die Auswirkung der ECE an Abschnitten von im Spannbett hergestellten Trägern der abgebrochenen Brücke Wassnerwald durch. Der Bericht hierzu ist in Arbeit und wird im Verlaufe des Jahres 2005 vorliegen [TBA UR 2004]. Positiv zu vermerken ist, dass an den ausgebauten, teilweise stark korrodierten Spannstählen nach der Durchführung der ECE keine Anzeichen einer Wasserstoffversprödung gefunden werden konnten [EMPA 2001]. Dieses Ergebnis ist zwar sehr positiv, darf aber nicht überbewertet werden, da die ungenügende elektrische Vermaschung der Spanndrähte die Entsalzung und damit den Stromfluss in die Spanndrähte vermutlich behinderte. Bevor die ECE an realen Spannbetonbauten angewendet werden darf, sind weitere Abklärungen erforderlich.

3 Schrägseilssysteme

3.1 Einleitung

In der Schweiz gibt es nur etwa 30 Anwendungen mit Schrägseilen. Bekannt sind vorab Brückenbauwerke wie z.B. die Rheinbrücke Schaffhausen, die Sunnibergbrücke der Umfahrung Klosters und die Brücke in Diepoldsau (**Bild 3.1**). Die meisten dieser Brücken sind noch jung und sind erwartungsgemäss bzw. nach den Kenntnissen der Forschungsstelle noch in einem guten Zustand.



Bild 3.1

Schrägseilbrücke in Diepoldsau (Eröffnung 1985) [Int 2004d].

Weder in der Norm SIA 162 [SIA 1989b] noch in Norm SIA 262 [SIA 2003a] wurden bzw. werden spezifischen Aussagen zu Schrägseilssystemen gemacht. Grundsätzlich gelten die gleichen Anforderungen wie für Spannsysteme. Weltweit gelten heute die "Recommendations for stay-cable design, testing and installation" [PTI 2000] des Post-Tensioning Institute (PTI) als Basis.

Die TFB Wildegg hat im Rahmen dieses Forschungsauftrages in Zusammenarbeit mit den Anbietern eine Dokumentation über die in der Schweiz eingesetzten Systeme soweit wie möglich aufgebaut. Es fehlen aber aus Konkurrenzgründen Ausführungsdetails und genaue Angaben zur Weiterentwicklung der Systeme. Mit dieser Dokumentation sollen die heute verfügbaren Systemunterlagen sichergestellt und die zukünftig neuen Systeme inklusive deren Zulassungen erfasst werden. Die Systemunterlagen sind für die Zustandserfassung als auch für die Zustandsbeurteilung bestehender Bauwerke von grossem Nutzen. Auszüge aus den Systemunterlagen können zum Selbstkostenpreis von der TFB bezogen werden.

3.2 Beschreibung und Entwicklung

Das Prinzip der Abspannung von Bauteilen mittels Zugelementen (Stabelemente, Seile, Schrägseile) hat seinen Aufschwung vor allem im Brückenbau genommen [FIP 1994]. Schrägseile können aber auch für die Aufhängung von Dächern und Bauwerken mit grosser Spannweite genutzt werden. In der Schweiz werden seit einigen Jahren Schrägseilbrücken wegen ihrer Wirtschaftlichkeit und Ästhetik für mittlere bis grosse Spannweiten zunehmend bevorzugt.

Als Schrägseile dienen vorwiegend Bündel von parallelen Drähten oder Litzen, die mit einem Kunststoff- oder Stahlrohr umhüllt und mit einem zementösen und/oder plastischen Füllgut (Korrosionsschutzmasse) versehen sind. An Stelle von Litzen- können auch Bündel von Monolitzen eingesetzt werden. Schrägseile können aber auch nachgespannt bzw. in der Spannkraft reguliert werden. Dies geschieht dann meistens an der unteren Seilverankerung.

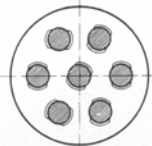
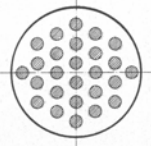

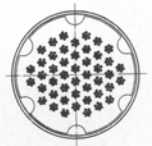

Schrägseile unterliegen hohen Beanspruchungen durch Witterungseinflüsse und Schwingungen (Nutzlasten, Wind).

Grundsätzlich muss zwischen zwei Stahlseiltypen unterschieden werden:

- Typ 1: Seiltypen aus dem Stahlbau, z.B. vollverschlossene Seile
- Typ 2: Seiltypen, die aus der Vorspanntechnik entwickelt wurden (BBR, Freyssinet, VSL usw.). Siehe hierzu **Kapitel 2**.

In [Walther 1995] wurde eine Übersicht über den Aufbau und die heute gebräuchlichen Schrägseilssysteme mit ihren Komponenten publiziert (**Bild 3.2**). Weitere Ausführungen dazu sind in [VSL 1984, Hughes 1989, Saul 1990, Hamilton 1995, 1998, DRD 1997, PTI 2000, Bournand 2002, Gehlen 2002, CEN 2003a, fib 2005a] zu finden. Hinsichtlich des Korrosionsschutzes sei auf die Empfehlungen des Post-Tensioning Institutes hingewiesen [Ward 2001].

Die weltweiten Erfahrungen haben zu einer ständigen Verbesserung der Systeme geführt. Die Empfehlungen des fib "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels" [fib 2005a] fassen den aktuellen Stand zusammen. Eine europäische Norm dazu ist in Vorbereitung [CEN 2003a].

| Type de câbles |  Barres couplées 7 Ø 36 Acier 835/1030 |  Barres non couplées 26 Ø 16 |  Fils parallèles 128 fils 7 mm |  Torons 27 Ø 15 |  Câbles clos | |
|---|---|--|---|---|---|-------------|
| Structure | Barres Ø 26,5; 32; 36 mm | Barres Ø 16 mm | Fils Ø 6; 7 mm | Torons Ø 0,5"; 0,6"; 0,7" de 7 fils torsadés | Fils à différents profilés Ø 2,9 à 7 mm | |
| Limite d'écoulement $\sigma_{0,2}$ [N/mm ²] | 835 | 1080 | 1350 | 1470 | 1570 ~ 1670 | — |
| Résistance ultime en traction β_2 [N/mm ²] | 1030 | 1230 | 1500 | 1670 | 1770 ~ 1870 | 1000 ~ 1300 |
| FATIGUE * | $\Delta\sigma$ [N/mm ²] | 80 | | 350 | 300 ~ 320 | 120 ~ 150 |
| | σ_{max}/β_2 | 0,60 | | 0,45 | 0,5 ~ 0,45 | ~ 0,45 |
| Module d'élasticité E [N/mm ²] | 210 000 | 210 000 | 205 000 | 190 000 ~ 200 000 | 160 000 ~ 165 000 | |
| Charge rupture [kN] | 7339 | 7624 | 7487 | 7634 | 7310 | |

* Résistance du câble sans tenir compte de l'effet des ancrages.

Bild 3.2 Übersicht über gebräuchliche Schrägseilssysteme [Walther 1995].

Die **Bilder 3.3 bis 3.5** zeigen den heutigen Aufbau von Schrägseilen. Der Korrosionsschutz besteht aus mehreren Barrieren. Plastisches Füllgut wird heute gegenüber zementösem Füllgut bevorzugt. Grund dafür ist das Risiko von Rissen im zementösen Füllgut (wegen Zugbeanspruchung, Schwingungen durch Auflasten und Wind) und die höhere Gefahr von Ermüdungs- und Reibkorrosion beim zementösen Füllgut. In der **Tabelle 3.1** ist der Zweck der einzelnen Elemente des Korrosionsschutzsystems aufgeführt. In den USA wird anstelle der Verzinkung eine Epoxidharzbeschichtung der Spannstähle bevorzugt.

| Element | Zweck |
|----------------------|--|
| Zink | <ul style="list-style-type: none"> • Temporärer Korrosionsschutz im Verankerungsbereich während der Bauausführung. • Korrosionsschutz des Spannstahls, falls das Hüllrohr undicht ist oder während der Ausführung verletzt wurde. |
| Wachs | <ul style="list-style-type: none"> • Vermeiden des Risikos der Kondenswasserbildung am Spannstahl. • Vermeiden von Wasserläufen am Spannstahl, falls Wasser eindringt. • Korrosionsschutz. |
| PE- oder PP-Hüllrohr | <ul style="list-style-type: none"> • Dichte Umhüllung des Spannstahls als Schutz gegen den Eintrag von evtl. chloridhaltigem Wasser. Unterhalt ist nötig, falls sie als äussere Barriere dient. • Barriere gegen das Eindringen von Gas und Dampf. • Mechanischer Schutz bei der Handhabung und Installation. |

Tabelle 3.1 Zweck der einzelnen Elemente des Korrosionsschutzsystems von Schrägseilssystemen [fib 2005a].

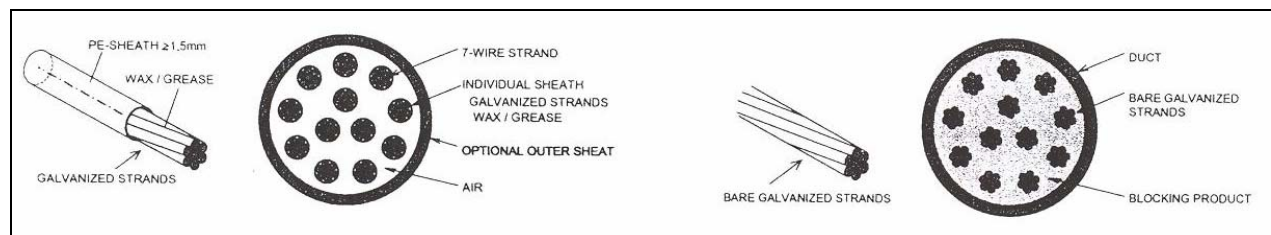


Bild 3.3 Korrosionsschutz bei heutigen Schrägseilen. Einzeln geschützte Litzen in nicht verfüllten Hüllrohren (links) und verzinkte Litzen in verfüllten Hüllrohren (rechts) [fib 2005a]. Anmerkung: Das Nichtverfüllen des Hüllrohres (linkes Bild) ist wegen der möglichen Kondenswasserbildung problematisch und erfordert eine Drainage).

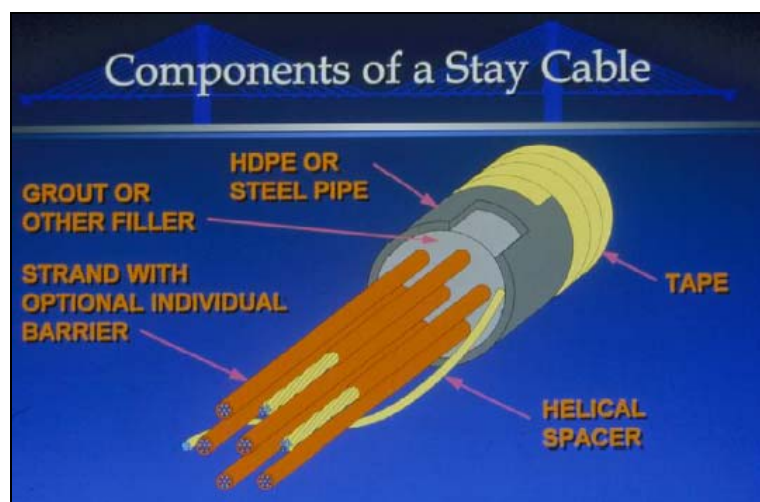


Bild 3.4

Heutiger Aufbau von Schrägseilen in den USA [Frank 2004].

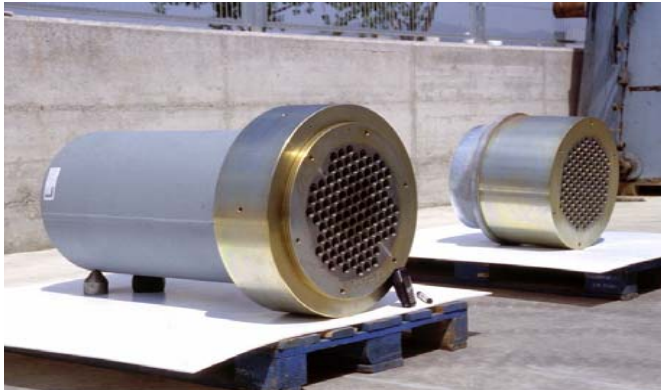
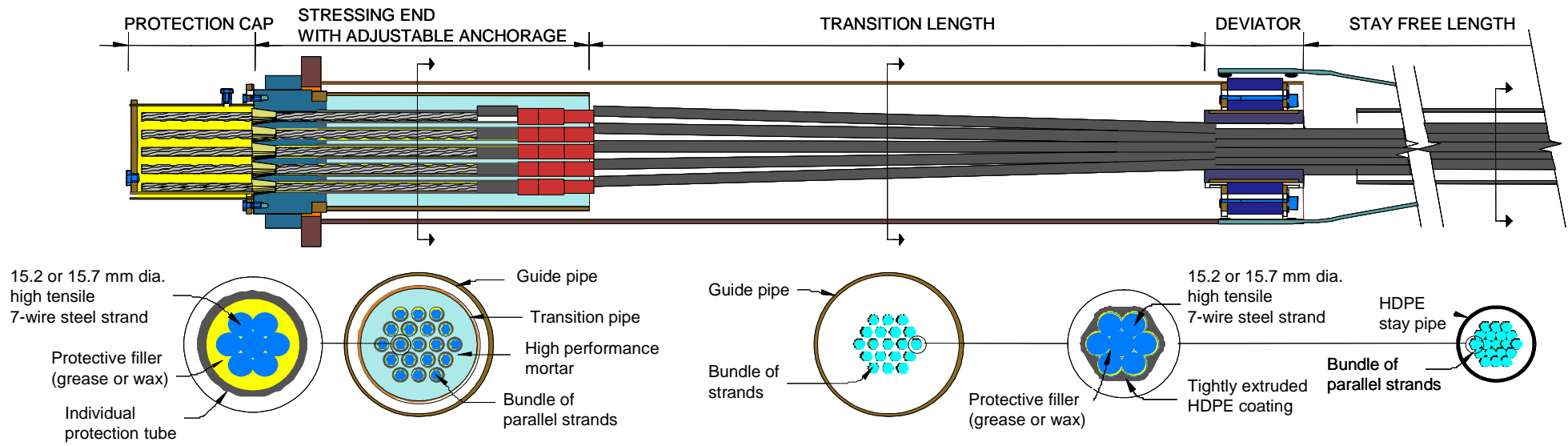


Bild 3.5 Beispiel eines heutigen Schrägseilsystems [VSL 2004].

3.3 Schäden in der Schweiz

Schäden an Schrägseilbrücken sind in der Schweiz bisher – bis auf eine Ausnahme – keine bekannt geworden. Dies ist nicht weiter erstaunlich, da diese Brücken noch relativ jung sind.

Die Ausnahme betrifft die 1972 erbaute etwa 130 m lange und sechs Fahrbahnen überspannende Restaurant- und Shoppingbrücke in Würenlos im Kanton Aargau. Dieser Schadenfall ist unter **AG-07** detailliert beschrieben. Das **Bild 3.6** zeigt die korrodierten Spanndrähte nach Öffnen des Spanngliedes. Verantwortlich für die Schäden waren nicht ausreichend dauerhaftes Verschliessen der schrägen Spannglieder (Inspektions- und Reparaturstellen). Der Schadenfall hat wesentliche Erkenntnisse für die Injektionstechnik von geneigten Schrägseilen sowie für die Auswahlkriterien von Kunststoffrohren gebracht. Andererseits hat sich gezeigt, dass der technischen Ausführung von Inspektionsöffnungen, inklusive deren Wiederverschluss, grösste Aufmerksamkeit beizumessen ist. Umwelteinflüsse wie UV-Licht und grosse Temperaturunterschiede sind nicht zu unterschätzen. Im Jahre 1998 wurden die alten Schrägseile durch neue ersetzt.



Bild 3.6

Korrosion an den Spanndrähten eines Schrägseils der Restaurant- und Shoppingbrücke in Würenlos im Kanton Aargau (AG-07).

3.4 Schäden im Ausland

In den folgenden Ausführungen werden auch Korrosionsschäden an Hängeseilen berücksichtigt, da diese in vielen Dingen vergleichbar bzw. ähnlich sind wie jene bei den Schrägseilen. Auf die Korrosionsprobleme bei Spannsystemen für die externe Vorspannung wurde bereits im **Kapitel 2.6.3** eingegangen.

Die Literatur über Korrosionsschäden an Seilen bei Hänge- und Schrägseilbrücken ist nicht sehr umfangreich. Dies mag daran liegen, dass diese Bauweise noch relativ jung ist. Bei dem einen oder anderen Bauwerk sind zwar teilweise erhebliche Korrosionsschäden aufgetreten (**Bild 3.7**), Einstürze gab es aber nach den Kenntnissen der Forschungsstelle bisher keine.

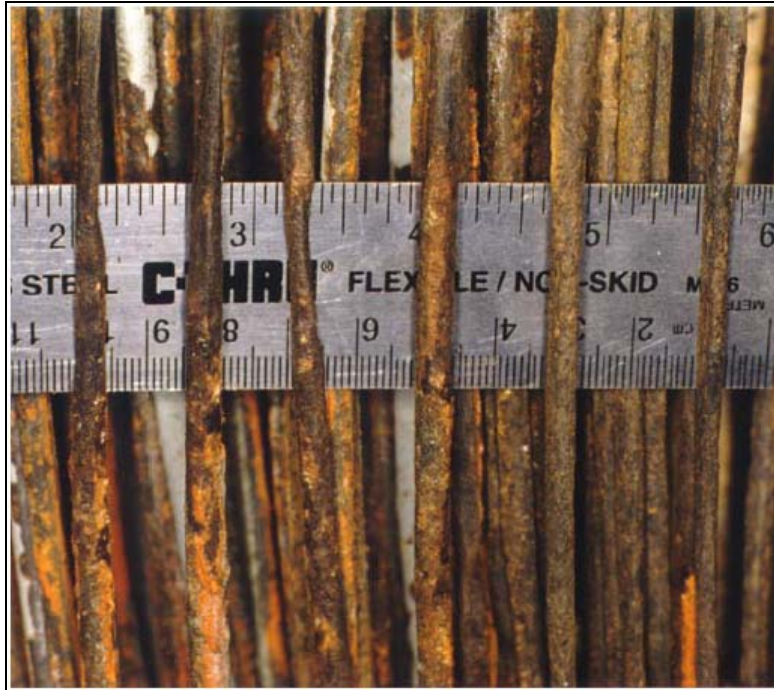


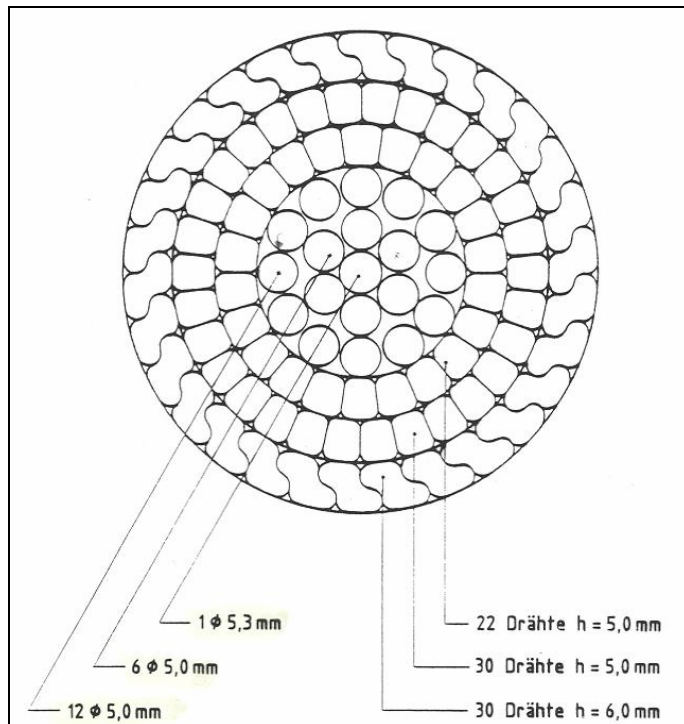
Bild 3.7

Korrosion an Spanndrähten eines Schrägseils [Mayrbaurl 2000].

In Deutschland wurden gemäss [BV 1982, 1990 und 1994] an den Seilen verschiedener Schrägseil- und Hängebrücken Korrosionsschäden festgestellt. Dies betraf z.B. den äusseren Korrosionsschutz der Spannglieder bzw. Seile (Kennziffern 16202, 16203 in [BV 1994]). Zur Instandsetzung derartiger Korrosionsschäden liegt ein Erfahrungsbericht vor [Noetel 1989]. Im Folgenden sollen einige der in den erwähnten Berichten aufgeführten Schadenfälle in Deutschland kurz erläutert werden.

Schrägseilbrücken in Deutschland

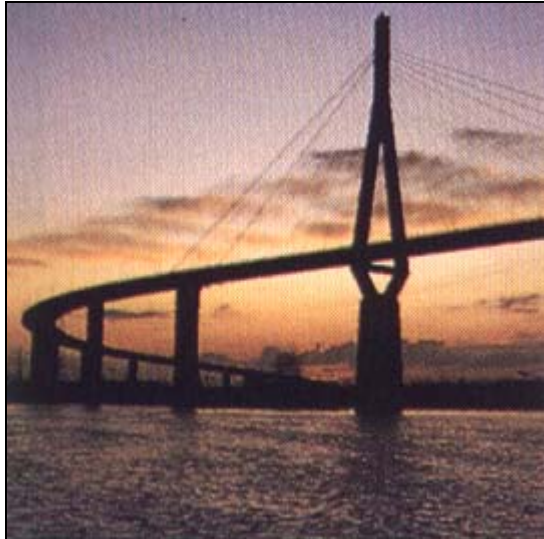
Bei der Schrägseilbrücke Rheinbrücke Rees-Kalkar (Nordrhein-Westfalen) wurden bereits bei der Montage an den äusseren Drahtlagen der verschlossenen Tragseile (Seiltyp 1) einzelne Drahtbrüche festgestellt (**Bild 3.8**) [BV 1982, Kennziffer 13701, BV 1990, Kennziffer E 060204]. Nach Montageabschluss wurden diese registriert. Es handelte sich um 26 Drahtbrüche an 18 der insgesamt 80 Einzelseile. Die Prüfung mittels magnet-induktiver Durchstrahlung nach der Erstellung (1967) sowie 1976 und 1981 ergab, dass sich die Anzahl der Drahtbrüche zwischen 1976 und 1981 nicht mehr veränderte. Laboruntersuchungen zeigten, dass bei der galvanischen Verzinkung (Dicke 70 μm) Wasserstoff in den Stahl eingedrungen war und vorab bei kleinen Oberflächenfehlern zu Anrissen geführt hatte. Diese Anrisse führten bei der weiteren Beanspruchung zu Drahtbrüchen. 1980 wurde ein Tragseil ausgebaut und durch ein neues ersetzt. Das ausgebaute Seil war etwa 13 Jahre in Betrieb und wurde im Labor detailliert untersucht. Es zeigte sich, dass sich die Korrosionsschutzbeschichtung (Phthalatharz) auf der Aussenfläche des Seils weitgehend von der Oberfläche gelöst hatte und zum grössten Teil abgeplatzt war. Trotzdem zeigten weder die Drähte an der Oberfläche noch jene im Seilinnern einen nennenswerten Korrosionsangriff. Auf Grund dieser Erfahrungen wurde empfohlen, in Zukunft die Festigkeit von verzinkten Stählen zu beschränken und diese mit einer Feuerverzinkung anstelle der galvanischen Verzinkung zu schützen.

**Bild 3.8**

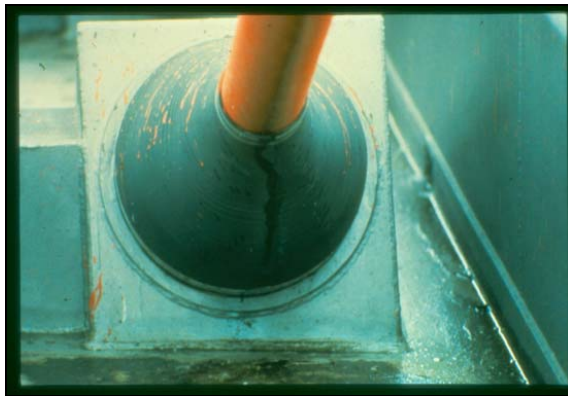
Querschnitt des verschlossenen Schrägseils bei der Rheinbrücke Rees-Kalkar [BV 1990].

Bei der Rheinbrücke Leverkusen (Nordrhein-Westfalen) wurden stählerne vollverschlossene Schrägseile verwendet (Baujahr 1962/65) [BV 1990, Kennziffer F080101]. Ein Tragkabel bestand aus 19 vollverschlossenen Seilen. Obwohl versucht wurde, alle Hohlräume mit einer entsprechenden Beschichtung zu verfüllen, zeigte es sich 1980, dass diese Massnahmen ungenügend waren und, dass aggressive Flüssigkeiten (zum Teil mit Komponenten bzw. Reaktionsprodukten des ursprünglichen Korrosionsschutzes versetzt) bereits in die Hohlräume zwischen den Einzelseilen der Tragkabel eingedrungen waren. Das Innere der Tragkabel wurde danach ausinjiziert und die Tragkabel mit einer dickschichtigen Umhüllung versehen. Dieser Schaden führte zur Erkenntnis, dass Schrägseilbrücken nach Möglichkeit nur mit einzeln geführten Seilen konstruiert und die Einzeldrähte für die Seile feuerverzinkt werden sollten.

Grössere Korrosionsschäden wurden an der 1970 bis 1974 erbauten Kohlbrandbrücke in Hamburg festgestellt (**Bild 3.9**). Es wurden Rostnarben, verteilt über die ganze Länge der verschlossenen Seile, und tief greifende Durchrostungen auch im Kern des Seilquerschnittes und Drahtbrüche im Bereich der unteren Ankerköpfe festgestellt (**Bild 3.10**) [BV 1982, Kennziffer 13702, EMPA 1984, Saul 1990, Hamilton 1995, Frank 2004]. Alle 88 Seile wurden danach ausgewechselt. Die Schäden waren durch einen ungenügenden Korrosionsschutz während der Bauzeit und die Zerstörung des inneren Korrosionsschutzes beim Vergiessen des Seilkopfes sowie Salzeintrag in die Seile auf der Höhe der Fahrbahn entstanden.

**Bild 3.9**

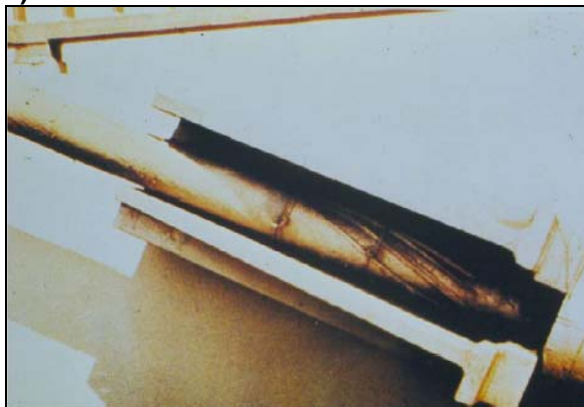
Köhlbrandbrücke in Hamburg [Int 2004f].



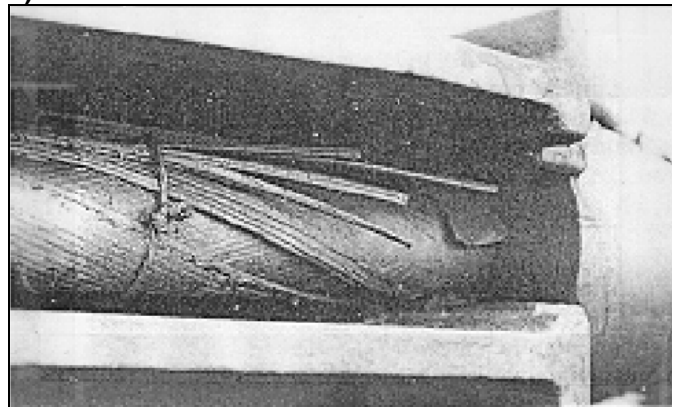
a)



b)



c)



d)

Bild 3.10 *a,b) Beispiel einer undichten Verankerung (Bilder Dr. W. Podolny) und c,d) Korrosion und Drahtbrüche in der Verankerung der Schrägseile der Köhlbrandbrücke in Hamburg [BV 1982, Frank 2004].*

Hängebrücken in Deutschland

In [BV 1990, Kennziffer D 051203 und F 080101] werden die Korrosionsprobleme der 1952/54 wieder aufgebauten Hängebrücke Rheinbrücke Rodenkirchen (Nordrhein-Westfalen) beschrieben, die an den Tragkabeln in den Verankerungskammern auftraten. Die Verankerungskammern lagen im Grundwasser unter dem Hochwasserspiegel des Rheins. Boden und Wände bestanden aus Stampfbeton und besaßen keine Aussenabdichtung. Bereits beim erstmaligen Bau der Brücke 1938 hat man mit Wassereintrag in die Seilverankerungskammern gerechnet und dafür entsprechende Pumpen und Pumpensümpfe vorgesehen. Aus Kostengründen hatte

man auf weiter gehendere Massnahmen verzichtet. Als dann aber mehr Wasser eindrang als erwartet, wurden die Kammern mit Stahlblechwannen ausgekleidet. Diese waren aber für hohe Wasserstände des Rheins zu niedrig. So trat auch nach der Auskleidung weiterhin Wasser in die Kammern ein. Zudem korrodierten die Auskleidungen im Laufe der Zeit an vielen Stellen und wurden undicht. Neben dem Grundwasser drang auch von der Oberfläche des Widerlagers her Wasser in die Kammern ein, sodass die Luft in deren Innern stets eine hohe Luftfeuchtigkeit aufwies. Dies führte zu erheblichen Korrosionsschäden an den Seilen (Unterrostern und Abblättern der Beschichtung) (**Bild 3.11**) und deren Verankerungskonstruktion. Im Rahmen der Instandsetzung wurden die Risse verschlossen und die Innenseiten der Verankerungskammern mit einem Dichtungsputz abgedichtet. Die Seile wurden neu beschichtet.

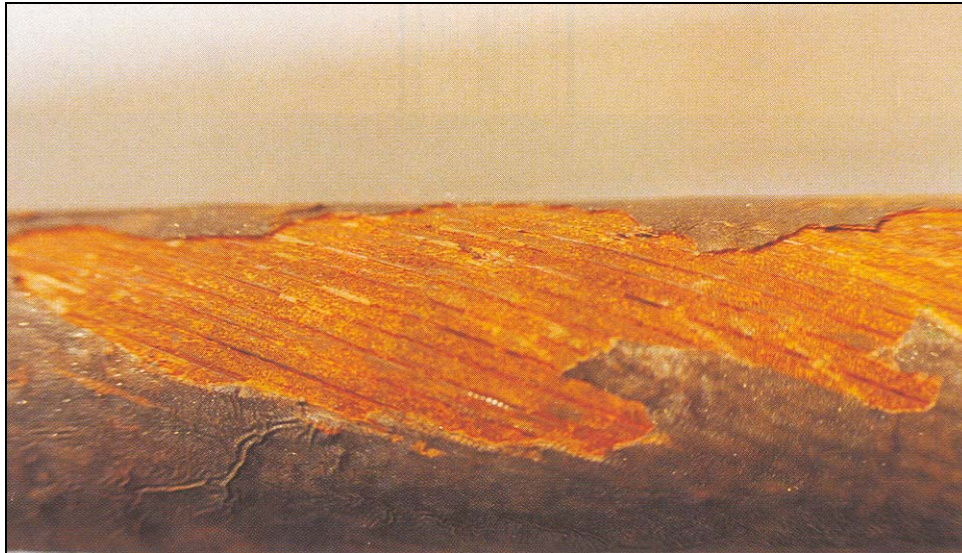
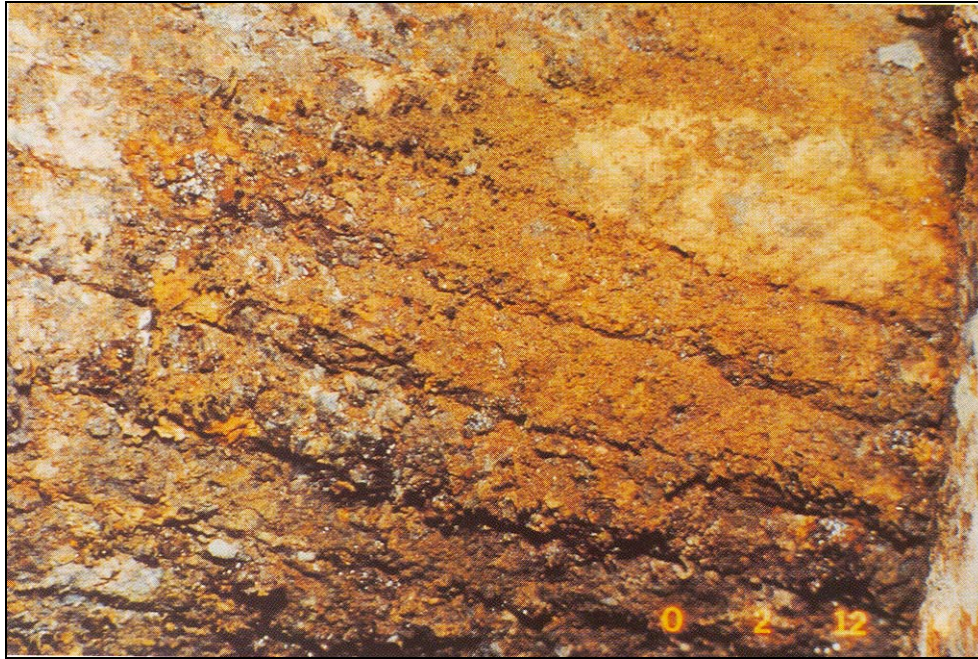


Bild 3.11

Abgeplatzte Beschichtung und Korrosion an der äusseren Drahtlage bei der Rheinbrücke Rodenkirchen [BV 1990].

Bei der Rheinbrücke Kleve-Emmerich (Nordrhein-Westfalen) (Baujahr 1963/65) wurden die Hängeseile mit hochfesten Gewindebolzen (HV 10.9) mit einer speziellen Beschichtung auf die Tragseile der Hängebrücke geklemmt [BV 1990, Kennziffer E060504]. Man hatte angenommen, durch Verkitten der Fugen an den Kabelschellen und deren äusseren Korrosionsschutz eine Korrosion im Innern verhindern zu können. Etwa 11 Jahre nach der Fertigstellung wurde ein gebrochener Gewindebolzen festgestellt. Bei der anschliessenden Kontrolle wurden weitere gebrochene Bolzen gefunden. Zudem waren alle Bolzen im Schaftbereich angerostet. Laboruntersuchungen ergaben, dass die Brüche ihren Ausgang an mehr oder weniger tiefen Rostnarben hatten und durch die Wasserstoffversprödung des hochfesten Stahls verursacht wurde. Danach wurden die alten Bolzen durch neue, feuerverzinkte ersetzt. Bereits wenige Tage nach dem Einbau und Anspannen waren ca. 8% der verzinkten Schraubenbolzen wieder gebrochen. Zwei Drittel der Brüche traten im Übergangsbereich vom Gewinde zum glatten Schaft, das restliche Drittel am Übergang vom Schaft zum Bolzenkopf auf. Auch bei diesen neuerlichen Brüchen war die Wasserstoffversprödung des Stahls, ausgelöst durch die Vorbehandlung mit Beizlösungen vor dem Verzinken, die Ursache. Man entschloss sich nun, weniger feste und nicht verzinkte Bolzen zu verwenden und diese mit einer Beschichtung vor Korrosion zu schützen.

Bei dieser Brücke gab es zudem auch Korrosionsschäden an den Schrägseilen im Verankerungsbereich (vollverschlossene Stahlseile mit Korrosionsschutzbeschichtung) (**Bild 3.12**) [BV 1990, Kennziffer F080101]. Dabei erwies sich die Abdeckung des Verankerungsbereichs als ungenügend und musste vollständig erneuert werden.

**Bild 3.12**

Starke Korrosion an der Unterseite eines Seilendbereiches bei der Rheinbrücke Kleve-Emmerich [BV 1990].

Im Folgenden wird auf einige Publikationen über Probleme bei Schrägseilbrücken in anderen Ländern eingegangen. Einzelne Beispiele werden etwas detaillierter behandelt.

Andere Länder

Gemäss einem Bericht für die Roads and Traffic Authority von New South Wales [Hughes 1989] waren nur bei zwei der untersuchten 45 in Betrieb stehenden Schrägseilbrücken mit Spanngliedern mit einem PE-Hüllrohr als äusserem Korrosionsschutz Probleme mit dem Hüllrohr aufgetreten und zwar wegen zu hohem Druck bei der Injektion und unfachmännischer Behandlung. Es handelte sich um die Luling-Brücke in Louisiana und der zwei Zárate-Brazo Largo Brücken über den Parana-Fluss in Argentinien. Auf die Luling-Brücke wird weiter unten eingegangen. Im genannten Bericht werden der Korrosionsschutz von Schrägseilen sowie konstruktive und ausführungstechnische Details von etwa einem Dutzend Schrägseilbrücken beschrieben.

Das Hauptfeld der 1977 – 1978 erbauten Schrägseilbrücken Zárate-Brazo Largo (Argentinien) hat eine Spannweite von 330 m (**Bild 3.13**) [Faber 1998, 2000]. Im November 1996 riss ohne Vorankündigung eines der Spannglieder (Paralleldrahtbündel, Drahtdurchmesser 7 mm) (**Bild 3.14**). Fast alle der 121 Drähte waren etwa 200 mm oberhalb der unteren Verankerung gerissen. Die Drähte wiesen einen starken Korrosionsangriff auf und zeigten Anzeichen von Ermüdung. Um die Tragkraft der Spannglieder zu beurteilen, wurden umfangreiche Ultraschall-Untersuchungen an den unteren Verankerungen durchgeführt [Klein 2000]. **Bild 3.15** zeigt den Aufbau des Seils und beispielhaft das Ergebnis dieser Untersuchungen. Zur Instandsetzung der Brücken über den Parana-Fluss in Argentinien liegt ein Kurzbericht vor [Andersen 1999].

**Bild 3.13**

Ansicht von einer der beiden Schrägseilbrücken Zárate-Brazo Largo [Faber 1998, 2000].

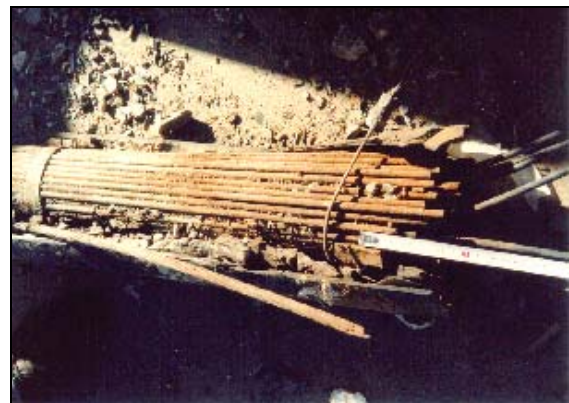
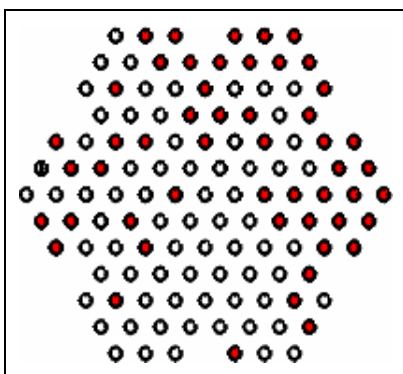


Bild 3.14 *Korrosionsschäden am gerissenen Schrägseil der Brücke Zárate-Brazo Largo [Faber 2000].*

**Bild 3.15**

Ergebnis der Ultraschalluntersuchungen an einem Schrägseil der Brücke Zárate-Brazo Largo [Faber 1998, 2000]. Gebrochene Dräh- te sind dunkel gefärbt.

Bei der 1966 bis 1968 erbauten Luangwa Brücke in Sambia (zwei Hohlkastenträger aus Stahl mit Betonfahrbahnplatte) stand bereits kurz nach der Fertigstellung die unzulässig hohe Durchbiegung im Vordergrund [Reinholdt 1999]. Bei der Inspektion 1993 zeigte es sich, dass die 1972/73 getroffenen Verstärkungsmassnahmen beim Hauptfeld nicht wirksam genug waren. Weiter wurde dabei auch festgestellt, dass sich Korrosionsschutzbeschichtung der Schrägseile abgelöst hatte und der darunter liegende Spannstahl starke Lochkorrosion aufwies.

1988 wurde in der Zeitschrift Civil Engineering eine Arbeit mit dem provokativen Titel "Cables in trouble" publiziert [Watson 1988]. Die Autoren stellten der Bauweise kein gutes Zeugnis aus (Zitat in Originalsprache aus der Kopfzeile zum Artikel):

"Having inspected more than half of the world's cable stayed bridges, the authors say many are in danger of sudden collapse unless corrosion problems can be stopped".

Die Autoren kamen zu ihren Schlüssen, nachdem sie über die Hälfte der knapp 200 vorhandenen bedeutenderen Schrägseilbrücken begutachtet hatten. In der Publikation wird auf eine ganze Reihe von Brücken mit Korrosionsproblemen bei den Schrägseilen, verteilt auf mehrere Länder, hingewiesen, z.B.

- Maracaibo-Brücke, Venezuela: über Jahre hinweg mussten Schrägseile ersetzt werden (siehe unten).
- Köhlbrand-Hochbrücke, Hamburg, Deutschland: Im dritten Jahr nach der Eröffnung mussten sämtliche Schrägseile ersetzt werden (siehe oben).
- St. Nazaire-Brücke, in der Nähe von Le Havre, Frankreich: deutliche Anzeichen sind vorhanden, dass Spanndrähte rosten.
- Severin-Brücke, Köln, Deutschland: Korrosion im Bereich der Verankerung.
- Kurt Schumacher-Brücke (Nord-Brücke), Mannheim, Deutschland: faserverstärkte Schutzrohre für die Schrägseile weisen viele Risse auf und es zeigen sich Rostspuren (siehe dazu auch [Korte 1988] und bzgl. Korrosionsschutzmassnahmen [Teschke 1990]).

Detaillierte Darstellungen der Probleme bei den genannten Brücken fehlen. In der Arbeit wird auf die höhere Gefährdung durch Ermüdung und Reibkorrosion bei den Schrägseilen hingewiesen (stärkere Schwingungen, da das Verhältnis Auflast zu Eigengewicht grösser ist als bei konventionell vorgespannten Brücken).

Der genannte eher polemische Artikel löste weltweit eine grosse Kontroverse aus. Er eröffnete aber die notwendige Diskussion über den Korrosionsschutz von Schrägseilbrücken [Hamilton 1995].

Im 1995 publizierten Bericht von Hamilton, Breen und Frank [Hamilton 1995] zu Händen des Department of Transportation von Texas wird der Zustand von Schrägseilen bei verschiedenen Brücken und die Schwachstellen beim Korrosionsschutz angesprochen. In diesem Bericht wurden die Probleme bei der Lake Maracaibo-Brücke in Venezuela und der Luling-Brücke in Louisiana sowie der Köhlbrand-Brücke in Hamburg, auf die bereits oben eingegangen wurde, erörtert.

Bei der Lake Maracaibo-Brücke (Baujahr 1962) wurden bei der Inspektion 1978 über 500 gebrochene Drähte der vollverschlossenen Seile festgestellt (**Bild 3.16**) [Saul 1990, Hamilton 1995, Frank 2004]. Im Jahre 1979 waren dann bereits drei Seile vollständig gebrochen. Ein Einsturz konnte nicht mehr ausgeschlossen werden. Die Ursache für die Schäden wurde im fehlenden Unterhalt und in der Unmöglichkeit, den Korrosionsschutz der Verankerung zu ersetzen, gesehen. Mit grossem finanziellem (ca. 50 Mio. Dollar) und zeitlichem Aufwand wurden die Seile ersetzt. Besondere Probleme bereiteten die Verankerungen an den Pylonen. Für die Instandsetzung wurden wiederum verschlossene Seile eingesetzt, die etwa 10 Jahre später wegen des weiterhin fehlenden Unterhalts bereits wieder in einem ernsthaft schlechten Zustand waren.

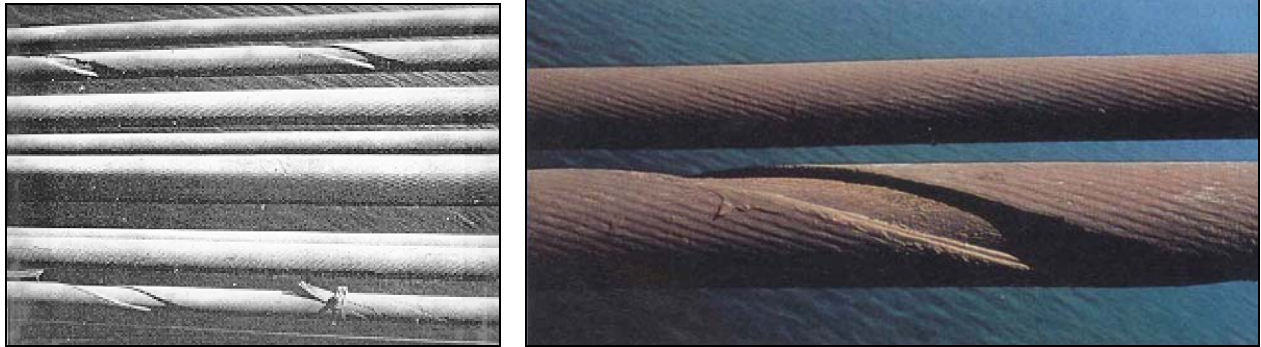


Bild 3.16 Korrosionsschäden an der äusseren Drahtlage der vollverschlossenen Seile der Lake Maracaibo-Brücke [Frank 2004].

Bei der 1983 eröffneten Luling-Brücke (**Bild 3.17**) wurden 1985 Risse in den PE-Hüllrohren von zwei Spanngliedern beobachtet [Hamilton 1995, Frank 2004]. Die Hüllrohre wurden repariert. Aber bereits einige Monate später wurden bei drei Spanngliedern wieder Risse in den Hüllrohren (Stumpfschweissnaht) und Rostspuren festgestellt. Bereits vor dem Einbau wiesen 21 der 72 Spannglieder Risse in den Hüllrohren auf. Die meisten Risse traten bei den Schweissnähten auf (unfachmännisches Schweissen und Lagern). Diese wurden repariert. Die Untersuchungen zeigten weiter, dass Hüllrohrrisse auch wegen zu hoher Verpressdrücke verursacht worden waren. Weitere ungünstige Einflüsse waren: hohe Temperaturen während des Verpressens, erhöhte Temperaturen während der Nutzung, tiefe Temperaturen zur Zeit der Rissbildung und eine ungenügende Duktilität des verwendeten Polyethylens. Zur Instandsetzung wurde vorgeschlagen, die Risse mit Polyurethan zu verfüllen und die Hüllrohre mit einem hellen Klebeband (Tedlar) zu umwickeln. Bei einer visuellen Kontrolle 1990 wurden an einzelnen Stellen erneut Querrisse gefunden. An zwei Stellen wurde das Spannglied geöffnet und das Füllgut entfernt. Bei der einen Stelle, wo bereits früher ein Riss vorhanden war, wiesen die Spanndrähte neben dem flächigen Angriff auch kleine Lochfrassstellen auf. Bei der anderen Stelle, wo kein alter Riss in der Nähe war, wurden keine Anzeichen von Korrosion gefunden. Im Weiteren wurde festgestellt, dass nach dem Entfernen der Abdeckung der Verankerung in der Fahrbahn rostfarbiges Wasser ausfloss. Zudem war der untere Teil der Verankerung stark korrodiert. Die aufgestauchten Köpfe der Spanndrähte waren hingegen nicht angegriffen. Bei der Luling-Brücke gab es auch erhebliche Probleme mit dem Kastenträger aus wetterfestem Stahl [Cook 2000, Int 2004e].

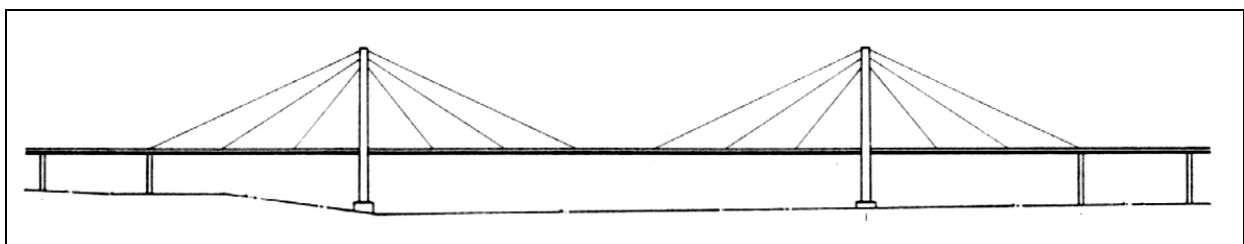


Bild 3.17
Luling-Brücke in Louisiana [Int 2004e].

Mayrbaurl [Mayrbaurl 2000] beschreibt einige mögliche Korrosionsursachen bei Schrägseilen (Eintrag von evtl. chloridhaltigem Wasser in das Schrägseil oder in den Verankerungs- oder Umlenkungsbereich, nicht durchgehender Korrosionsschutz der Spanndrähte) und stellt vier Stufen für die Beurteilung des Korrosionsangriffs vor. Bei der Manhattan-Brücke in New York verstärkten ungünstige Materialkombinationen den Korrosionsangriff am ursprünglich verzinkten Spannstahl. Die Einhausung des Schrägseils im Bereich der Umlenkung war nämlich aus Bronze, die edler ist als Stahl. Grosse Querschnittsverluste an den Spanndrähten, die dann wegen mechanischer Überlastung rissen, waren die Folge. Bei Zugversuchen konnte keine Versprödung der Spannstähle festgestellt werden. Schäden wurden auch auf den freien Seilstrecken gefunden. Wegen eindringendem Wasser korrodierte zunächst die Verzinkung ab. Danach begann der Spannstahl zu korrodieren. Die Spanndrähte zeigten einen ungleichmässigen Korrosionsangriff mit muldenartigem Lochfrass. Obwohl der Querschnittsverlust in der Regel nicht besonders gross war, wurden oft gebrochene Drähte gefunden (**Bild 3.18**), die auf wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion hindeuteten, eventuell verursacht durch die Verzinkung. Korrodierte Spanndrähte waren über den ganzen Umfang der Schrägseile anzutreffen. Die stärksten Korrosionsangriffe wurden jedoch meistens in 6-Uhr-Lage beobachtet. Gegen die Mitte des Schrägseils hin war der Korrosionsangriff normalerweise schwächer.

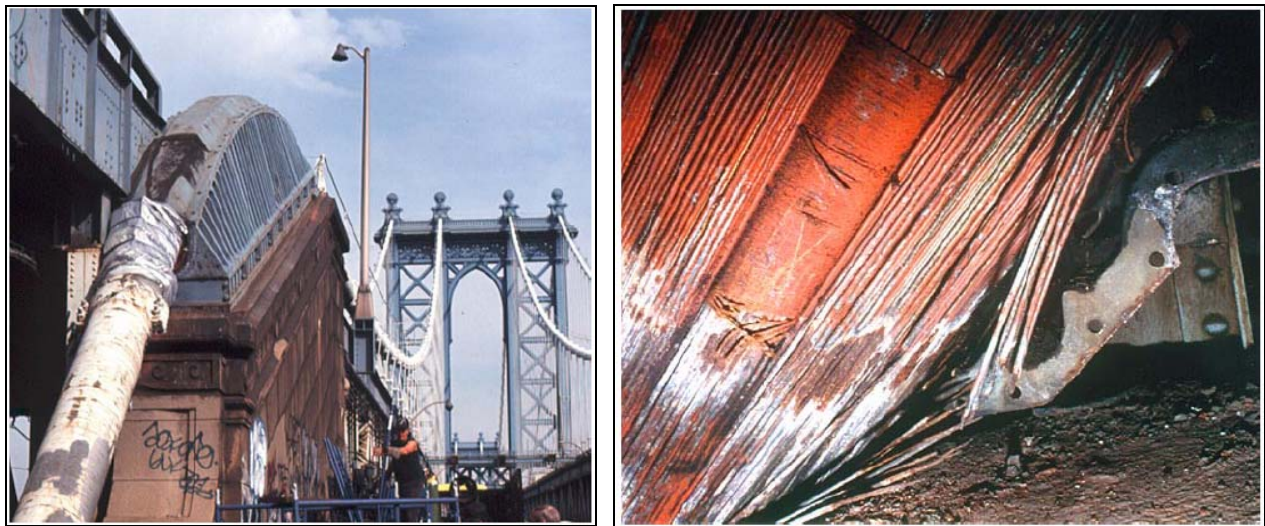
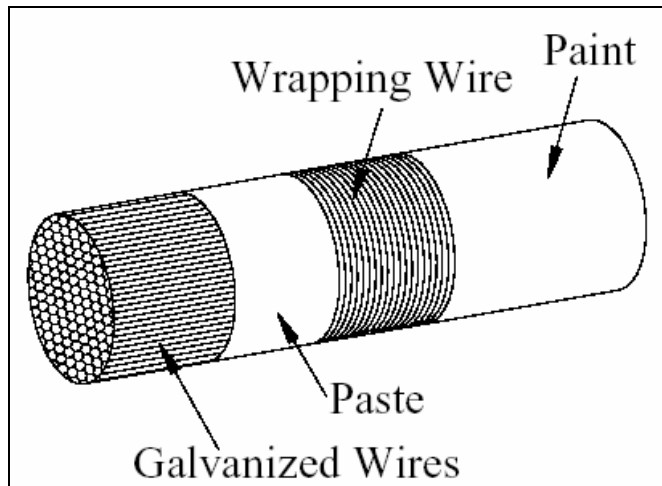


Bild 3.18 Manhattan-Brücke in New York (links) und Korrosion sowie gebrochene Spanndrähte des Tragseils [Mayrbaurl 2000].

Bei verschiedenen Hängebrücken in Japan wurden in Teilbereichen der Tragseile Korrosionsangriffe vorgefunden [Nakamura 2000]. Im Rahmen einer Studie wurden die Korrosionsmechanismen bei Seilsystemen und verbesserte Korrosionsschutzmassnahmen untersucht. Üblicherweise wurde in Japan das amerikanische bzw. britische Seilsystem mit einer chromatierten oder epoxidharzbeschichteten Zinkschicht von etwa $50 \mu\text{m}$ (350 g/m^2) eingesetzt (**Bild 3.19**). Nach der Herstellung der Tragseile wurden diese mit einer Korrosionsschutzpaste versehen und mit verzinkten Stahldrähten ummantelt und anschliessend beschichtet. Dieses System wurde bereits vor etwa 100 Jahren bei der Brooklyn-Brücke angewendet. Bei Felduntersuchungen zeigte sich, dass sich Wasser auf der Unterseite der Seile angesammelt hatte und die Verzinkung abkorrodiert war. Die intensivste Korrosion wurde bei den seitlichen Drähten gefunden. Die innen liegenden Drähte zeigten generell einen schwächeren Korrosionsangriff als die aussen liegenden. Messungen in Tragseilen bei einer Brücke zeigten, dass die relative Luftfeuchtigkeit stark schwankt und teilweise sehr hoch sowie über den Seilquerschnitt unterschiedlich sein kann. In Versuchen an Seilen konnte nachgewiesen werden, dass beim Korrosionsschutz noch wesentliche Verbesserungen möglich sind.

**Bild 3.19**

Konventioneller Korrosionsschutz bei Tragseilen von Hängebrücken [Nakamura 2000].

Bei der Innoshima-Brücke in Hiroshima wurde, um die Korrosionsprobleme bei den Tragseilen der Hängebrücke im Bereich der Verankerung zu lösen, eine Entfeuchtungsanlage installiert [PIARC 2001]. Vorgängig wurden die aufgefächerten Seile mit einer Membrane abgedichtet. Die relative Luftfeuchtigkeit konnte so bzgl. Korrosion auf unbedenkliche Werte um 40% abgesenkt werden.

Vom Einsturz der 99-jährigen Lance Mitán-Hängebrücke über den Moruga-Fluss im Süden der Karibik-Insel Trinidad im Jahre 1998 wird in [Int 2004k] berichtet. Wegen des über lange Zeit vollständig vernachlässigten Unterhaltes der gesamten Brücke und vorab des Korrosionsschutzes riss eines der oberen Hängeseile (**Bild 3.20**). Trotz des desolaten Zustandes und des Fahrverbots wurde die Brücke weiterhin genutzt. Beim Einsturz befand sich ein Bus mit sechs Personen auf der Brücke. Sie konnte alle gerettet werden.



Bild 3.20 Lance Mitán-Hängebrücke über den Moruga-Fluss im Süden der Karibik-Insel Trinidad vor und nach dem Einsturz 1998 und Zustand der Hängeseile und der Hänger [Int 2004k].

3.5 Erkenntnisse und Folgerungen

3.5.1 Allgemeines

Gemäss den Kenntnissen der Forschungsstelle gab es bisher wegen Korrosion – abgesehen vom erwähnten Einzelfall wegen des vollständig vernachlässigten Unterhaltes – keine Einstürze von Hänge- oder Schrägseilbrücken. Ein wichtiger Grund für diese positive Bilanz ist die Tatsache, dass Schrägseilkonstruktionen in der Regel redundant sind und ein gleichzeitiger Ausfall mehrerer Schrägseile wegen Korrosion eher unwahrscheinlich ist. Zudem gibt es nur eine vergleichsweise geringe Zahl von Bauwerken mit Schrägseilen. Allerdings waren bei einigen Schrägseilanwendungen erhebliche Korrosionsschäden zu beheben. In einigen Fällen mussten sogar alle Schrägseile ausgewechselt werden.

Verschiedene Aspekte, die im **Kapitel 2.7** bei den Spannsystemen behandelt wurden, gelten auch bei den Schrägseilssystemen. Insbesondere traten bei mehreren Schrägseilbrücken wegen des mangelhaften oder sogar fehlenden Unterhaltes erhebliche Probleme auf.

Im Vergleich zu den Spannsystemen, die im Brückenbau als innen oder aussen liegende Spannglieder verwendet werden, sind Schrägseile teilweise den gleichen, teilweise aber auch

anderen bzw. zusätzlichen Einwirkungen ausgesetzt: direkte Bewitterung, direkte Beaufschlagung durch (chloridhaltiges) Wasser, direkte Sonneneinwirkung und damit verbunden höhere Temperaturschwankungen und Längenänderungen sowie stärkere schwingende Belastung durch Vibrationen, Wind etc..

Nebenbei sei vermerkt, dass keine Berichte über Schäden durch Vandalismus an Schrägseilsystemen vorliegen. Diese Gefährdung ist bei Schrägseilen grösser als bei Spannsystemen.

Die Instandsetzung von Bauwerken mit Schrägseilen war nicht Gegenstand dieses Berichts. Bei einigen der in **Kapitel 3.4** beschriebenen Schadenfälle wurden auch die Instandsetzungsmassnahmen angesprochen (Erneuerung des äusseren Korrosionsschutzes, Ersatz der Spannglieder, Trockenlegen des Verankerungsbereichs usw.).

Für die Zustandserfassung von Schrägseilen gelten ähnliche Überlegungen wie bei den Spannsystemen. Hierfür werden teilweise auch die gleichen Verfahren (evtl. mit Modifikationen) angewendet (**Kapitel 2.8**). So wird beispielsweise auch das akustische Monitoring eingesetzt [Higgins 2005]. Daneben wurden auch spezifische Verfahren für Seile und Seilverankerungen entwickelt [Oplatka 1999, Klein 2000, Bergamini 2002a,b, 2004, Christen 2003, Mehrabi 2004].

3.5.2 Schwachstellen bei Schrägseilssystemen

Viele Schwachstellen bei Schrägseilssystemen sind ähnlich wie bei den Spannsystemen (**Kapitel 2.7.2**). Die Berichte über Schäden an Schrägseilssystemen im In- und Ausland weisen auf folgende spezifische, mehrfach aufgetretene Schwachstellen bei früheren Schrägseilssystemen hin:

vollverschlossene Seile (Typ 1)

- ungenügende Dauerhaftigkeit der Beschichtungen (Ablösungen, Versprödung) z.B. bei verschiedenen Brücken in Deutschland und der Luling-Brücke.
- ungenügende Abdichtung des unteren Verankerungsbereichs (von der Schrägseiloberfläche abfliessendes Wasser konnte in die Verankerung eindringen und sich dort ansammeln).
- unverfüllte Hohlräume in den Seilen (Kondenswasserbildung, Wasserlauf und Ansammlung des Wassers am Tiefpunkt möglich).
- Wasserstoffversprödung der Spannstähle durch das galvanische Verzinken (z.B. bei hochfesten Schrauben, Bolzen etc., siehe Rheinbrücke Rees-Kalkar und Kleve-Emmerich).
- Temperatureinwirkung auf das plastische Füllgut beim Vergiessen des Seilkopfes.

Die verschiedenen Probleme mit vollverschlossenen Seilen haben dazu geführt, dass der Einsatz dieser Seilsysteme im Brückenbau rückläufig ist. Von der fib werden sie nicht mehr empfohlen [fib 2005a].

Schrägseile mit Hüllrohren (Typ 2)

- Hohlräume in den Hüllrohren (keine oder nur eine unvollständige Verpressung).
- ungenügende Duktilität der Hüllrohre bzw. undichte Hüllrohre: zu hoher Verpressdruck, nicht dauerhafte Schweissnähte, Risse, evtl. Einsatz von recyceltem PE (**Bild 3.21**).

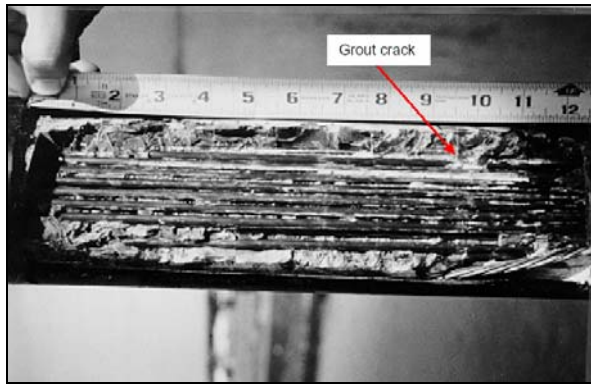
Die Beanspruchung der glattwandigen Kunststoffhüllrohre unterscheidet sich in einigen Aspekten (z.B. Formbeständigkeit, Ermüdungsfestigkeit) von den einbetonierten Hüllrohren. Bei grosser Schräglage oder gar vertikaler Anordnung entstehen während des Injektionsvorganges höhere Innendrucke als üblich, da der Injektionsdruck noch zusätzlich durch den hydrostatischen Druck des noch fließfähigen Füllgutes überlagert wird. Die resultierende Erhöhung der Ringzugspannungen im Hüllrohr hatte oftmals Risse in dünnwandigen Hüllrohren oder Hüllrohrdehnungen bzw. Muffenaufweitungen im Bereich von Hüllrohrstössen zur Folge (**AG-07**).

- ungenügende Abdichtung des unteren Verankerungsbereichs (von der Schrägseiloberfläche abfließendes Wasser konnte in die Verankerung eindringen und sich dort ansammeln).
- Risse im zementösen Füllgut (wegen Zugbeanspruchung, Schwingungen aus Auflasten und Wind) (**Bild 3.22**).
- zu geringe Langzeitbeständigkeit des Klebbandes (Ablösungen) (**Bild 3.23**), mit dem die schwarzen PE-Hüllrohre als Schutz gegen die Sonneneinstrahlung umwickelt wurden. Ziel: Reduktion des Temperaturanstiegs bzw. der Temperaturdifferenzen wegen der Sonneneinstrahlung.

Im Vergleich zu den Spannsystemen spielen bei den Schrägseilssystemen Ermüdung, Ermüdungsrissskorrosion und Reibkorrosion eine wichtigere Rolle (**Bild 3.24**) [Firth 1994, Flint 1994, Frank 2004, Nakamura 2004]. In einigen Fällen wurden diese Einwirkungen vermutlich eher unterschätzt. Umfangreiche Untersuchungen zur Verbesserung des Korrosionsschutzes an Schrägseilssystemen wurden in [Hamilton 1995, 1998] beschrieben.



Bild 3.21 Risse im PE-Hüllrohr bei der Pasco-Kennewick-Brücke (Bilder Dr. W. Podolny).

**Bild 3.22**

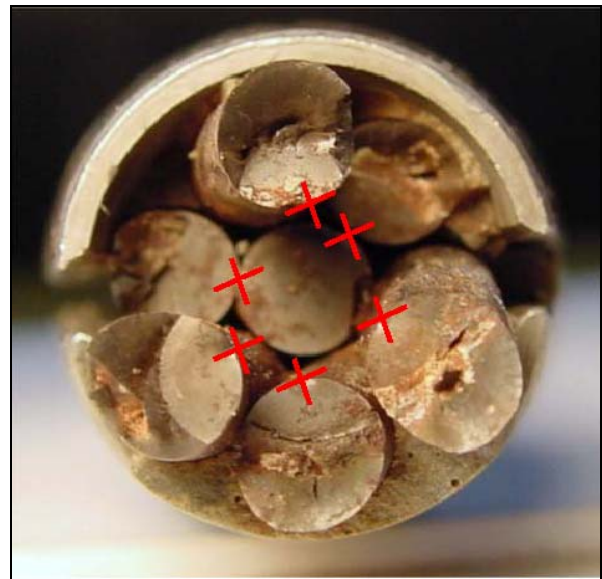
Risse im zementösen Füllgut bei der Pasco-Kennewick-Brücke [Frank 2004].

**Bild 3.23**

Ungenügende Langzeitbeständigkeit des Klebbandes gegen die Sonneneinstrahlung (Bild Dr. W. Podolny).



a)



b)

Bild 3.24 a) Ermüdungsrisskorrosion und b) Reibkorrosion bei einer Litze (Kreuze markieren die Stellen der Riskeimbildung) [Frank 2004].

3.5.3 Gefährdung von Schrägseilssystemen

Grundsätzlich gelten bei den Schrägseilssystemen die gleichen Überlegungen wie bei den Spannsystemen (**Kapitel 2.7.7**). Die besonderen Gefährdungen lassen sich aus den Schwachstellen bei den Schrägseilssystemen ableiten. Besonders wichtig sind:

- Die Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes von vollverschlossenen Seilssystemen war in der Vergangenheit oft ungenügend. Die periodische Erneuerung muss deshalb geplant und fachgerecht ausgeführt werden. Es zeigte sich, dass diese Aufgabe sehr anspruchsvoll ist.
- Die grösste Gefährdung von Schrägseilen besteht im Verankerungsbereich. Wasser im Innern (undichte Abdichtung, Kondenswasser, Wasserlauf im Innern des Seils) kann zu starken, von aussen schwer erkennbaren Korrosionsschäden an den Spannstählen und an der Verankerung führen.
- Wassereintrag wegen undichter Hüllrohre und Rissen im zementösen Füllgut führen zu Korrosion an den Spanndrähten.
- Kondenswasserbildung im Innern der Schrägseile. Hohlräume führen eher zu Kondenswasserbildung und nachfolgend zu Korrosion am Spannstahl als bei unbewitterten Spannsystemen.
- Spannungsrissskorrosion ist bisher nur in Ausnahmesituationen aufgetreten (z.B. wegen der Verzinkung bzw. wegen Makroelementbildung mit einer Zinkschicht)
- Unabhängig vom Schrägseilssystem ist die Möglichkeit der Makroelementbildung zu betrachten. Bei den heutigen Systemen ist die Gefährdung durch Makroelemente eher gering.
- Bei den dokumentierten Schadenfällen gibt es vereinzelte Hinweise, dass Ermüdungsrisss- und Reibkorrosion direkte Auslöser für Schäden waren. Besteht diese Gefährdung oder sind Schäden aufgetreten, sind weitere Untersuchungen zwingend notwendig. Mehrere zerstörungsfreie Prüfverfahren sind in der Lage, Spannstahlbrüche auf der freien Länge zu erkennen [Oplatka 1999, Faber 1998, 2000, Klein 2000, Bergamini 2002a,b, 2004, Christen 2003]. Wesentlich schwieriger ist die Untersuchung des Verankerungsbereichs.

4 Ankersysteme

4.1 Beschreibung und Entwicklung

4.1.1 Entwicklung der Ankertechnik

In der Schweiz hat sich die Ankertechnik in den 1950er-Jahren aus den Spannsystemen für den Spannbeton entwickelt. Für die ersten vorgespannten Anker sind übliche Spannglieder mit Blechhüllrohren eingebaut worden. Zur Herstellung der Haftstrecke wurde das Hüllrohr auf der Verankerungslänge weggelassen und die Drähte mehrfach gespreizt. Nach der Primärinjektion der Haftstrecke und des Ringraumes ausserhalb des Hüllrohres im Bereich der freien Ankerlänge konnte der Anker gespannt werden. Anschliessend wurde auch das Hüllrohr mit zementtösem Füllgut ausinjiziert und der Ankerkopf in der Regel einbetoniert. Diese Anker nennt man Vollverbundanker, denn sie haben im Betriebszustand keine frei dehnbare freie Ankerlänge.

Im Jahr 1951 sind in der Kavernenzentrale Verbano der Maggia-Kraftwerke die ersten permanenten Felsanker in der Schweiz eingebaut worden. Zunächst sind Anker ausschliesslich im Fels eingesetzt worden. Ab etwa 1962 wurde begonnen, mit der gleichen Technik auch im Lockergestein Anker zu erstellen. Diese Erweiterung der Anwendung der Ankertechnik war allerdings von herben Rückschlägen begleitet, bis sie sich dank der Entwicklung der Nachinjektionsmöglichkeit und einer realistischeren Einschätzung der im Lockergestein erreichbaren Ankerkräfte als anerkannter Teil der Bautechnik etablieren konnte.

Bereits ab Mitte der 1960er-Jahre sind erste Schritte für eine neue eigenständige Ankertechnik unternommen worden: Zuerst wurden Systeme für Einstabanker entwickelt, dann auch für Mehrstabanker und Paralleldrahtanker, die auch im Betriebszustand eine frei dehnbar bleibende freie Ankerlänge aufwiesen. Diese so genannten Freispielanker haben sich zusehends durchgesetzt und ab etwa 1977 die vorgespannten Vollverbundanker vollständig verdrängt. Im gleichen Jahr ist auch die erste Ankernorm in der Schweiz erschienen [SIA 1977] - 26 Jahre nach dem Einbau der ersten permanenten Verankerung!

Die Einführung der Freispielanker trug dem wesentlichen Unterschied zwischen Spannsystemen und vorgespannten Ankern Rechnung:

- Beim Spannbeton ist die Kraft im Spannglied beim Vorspannen am grössten. Sie nimmt während der Nutzungsdauer auf einen Endwert ab. Die Distanz zwischen den beiden Verankerungen verändert sich während der Nutzungsdauer um weniger als 0.5‰, gesamthaft resultiert immer eine Verkürzung. Es besteht kein Bedürfnis, die Kabelkraft nach dem Vorspannen künstlich zu regulieren.
- Bei Ankern kann die Kraft im Spannglied während der Nutzungsdauer um beträchtliche Masse (z.B. 20 bis 50%) zu- oder abnehmen. Denn die Distanz zwischen den beiden Verankerungen kann sich in beiden Richtungen um 1 bis 10‰ ändern. Je nach Fall besteht ein Bedürfnis, den Anker nachzuspannen oder zu entspannen, vor allem aber sollte während der Nutzungsdauer die Ankerkraft zwecks Überwachung des Bauwerkes gemessen werden können. Beides ist nur bei Freispielankern möglich.

Mit dem Freispielanker wurde aber auch ziemlich wagemutig Neuland beschritten: Zur Gewährleistung der frei dehnbaren freien Ankerlänge musste das Zugglied im wasserführenden Baugrund mit einem Korrosionsschutz versehen werden, der seine Dehnbarkeit nicht behinderte und dabei dauerhaft wirksam blieb.

Folgerichtig konzentrierte sich die weitere Entwicklung der Ankertechnik auf eine laufende Verbesserung der Korrosionsschutzsysteme, was auch von einer Konzentration auf wenige Ankersysteme begleitet war. Die Entwicklung der Korrosionsschutzsysteme ist eng verbunden mit

den einzelnen Ankersystemen. Sie wird deshalb nachfolgend zusammen mit diesen beschrieben.

Gegen Ende der 1980er-Jahre begannen die öffentlichen Bauherren immer ultimativer eine Überprüfbarkeit des Korrosionsschutzes am eingebauten Anker zu fordern. Dies führte zur Entwicklung des so genannten umfassenden Korrosionsschutzes, dessen Wirksamkeit am fertigen Anker mit einer elektrischen Widerstandsmessung geprüft wird. 1992 wurden in der Schweiz erstmals umfassend korrosionsgeschützte Anker eingebaut. Seit 1995 wurden sie von der Empfehlung SIA V 191 für alle permanenten vorgespannten Anker gefordert [SIA 1995]. Die Empfehlung verlangte auch eine erstmalige Prüfung der Ankersysteme. Diese beiden Anforderungen haben an den heute zugelassenen Systemen zu wesentlichen Verbesserungen geführt, die die Dauerhaftigkeit von permanenten Ankern markant erhöhten.

Die 2003 in Kraft gesetzte Norm SIA 267 „Geotechnik“ [SIA 2003b] übernahm diese Anforderungen, ersetzte den Begriff "erstmalige Prüfung" jedoch mit technischer Zulassung, die gemäss den Bestimmungen des Bauproduktgesetzes zeitlich befristet ist [BauPG 1999], das heisst in der Regel alle 5 Jahre zu erneuern ist. Damit werden die Aufrechterhaltung der Qualität der Ankersysteme und implizit auch deren weitere Verbesserung gewährleistet.

Bis 2004 wurde die erstmalige Prüfung von Ankersystemen von der Expertengruppe Anker (EGA) durchgeführt, die vom ASTRA in Zusammenarbeit mit der SBB AG eingesetzt worden ist. Das ASTRA stellte die Konformitätsbestätigung aus. Seit 2004 ist die EMPA amtliche Zulassungsstelle. Sie wird die Erneuerung der Zulassungen sowie künftige Neuzulassungen ausstellen, wobei sie sich von der EGA beraten lässt. Im Gegensatz zu Spannsystemen ist für Ankersysteme auf europäischer Ebene keine technische Zulassung durch die EOTA vorgesehen. Die Schweiz kann die Anforderungen an Ankersysteme für die technische Zulassung auch in Zukunft autonom festlegen. Basis dazu ist die Norm SIA 267 "Geotechnik", die sich weitgehend auf SN EN 1537 "Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten - Verpressanker" [CEN 1999] abstützt, sowie die Norm SIA 262 "Betonbau" [SIA 2003a], die sich für Spannsysteme auf die Leitlinie ETAG 013 [EOTA 2002] abstützt. Das Zulassungsverfahren und die detaillierten technischen Anforderungen an Ankersysteme sind im "Leitfaden für die technische Zulassung von Ankersystemen gemäss Norm SIA 267" vom 29. Januar 2004 beschrieben [EMPA 2004b].

Die 1999 revidierte Richtlinie "Boden- und Felsanker" des ASTRA [ASTRA 1999] enthält eine Grafik, welche die Entwicklung der Ankertechnik im Überblick darstellt (**Bild 4.1**).

Die ersten 25 Jahre der Ankertechnik können als Pionierzeit bezeichnet werden, die charakterisiert war durch die Verwendung von sehr unterschiedlichen Spannstahtarten, Verankerungssystemen und Korrosionsschutzmaterialien. In der nachfolgenden Reifezeit der Ankertechnik erfolgte eine Konzentration auf wenige Systemtypen und eine laufende Verbesserung der konstruktiven Details.

Ankerfirmen

Die Ankertechnik wurde primär von den gleichen, in **Kapitel 2.2** aufgeführten fünf Firmen entwickelt, die auch die Spannsysteme entwickelt haben. Diese Firmen haben die Anker geliefert und in der Regel nach dem Einbau geprüft und gespannt, nie aber haben sie selber Ankerbohrungen ausgeführt. Diese fünf Firmen sind bis heute auf dem Markt präsent. Vier von ihnen verfügen über erstgeprüfte und zugelassene Ankersysteme.

Daneben haben in den 1960er- bis 1980er-Jahren mehrere Bohrfirmen mit recht grossem Erfolg eigene Ankersysteme entwickelt (Stump Bohr AG, Diasond AG und Swissboring AG) oder in Lizenz aus Deutschland eingeführt (Hatt Haller AG, Zürich). Dabei handelte es sich bei permanenten Ankern mehrheitlich um Einstabanker, vereinzelt um Mehrstabanker oder um Rohranker, die aber nicht aus Spannstaht bestanden. Diese Firmen haben die Anker geliefert, die Ankerbohrungen ausgeführt und die Anker selber geprüft und gespannt. Seit Beginn der 1990er-

Jahre ist keines dieser Ankersysteme mehr auf dem Markt und alle diese Firmen sind aufgelöst oder von anderen Unternehmen übernommen worden.

Seit Ende der 1990er-Jahre sind weitere Ankerfirmen mit eigenen Ankersystemen im Schweizer Markt aufgetreten und haben mit ihren Systemen die Erstprüfung bestanden. Die Sorotec SA, Castione, ist Herstellerin und Lieferantin eines Litzenantersystems wie die ursprünglichen fünf Ankerfirmen. Die Arge Euroanker, Aarau, stellt Litzenantker her, die mehrheitlich durch die mit ihr verbundenen Bohrfirmen GU-Tiefbau, Schaffhausen, und Zschokke Locher, Aarau, eingebaut werden, aber auch an Dritte geliefert werden. Die Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenthausen (D), stellt Litzenantker her, die sie mit ihrer eigenen Bohrabteilung einbaut, prüft und spannt.

Zurzeit verfügen insgesamt sieben Ankersysteme über eine vom ASTRA ausgestellte Konformitätsbescheinigung. Wegen den oben beschriebenen Neuerungen sind diese Zulassungen im Verlaufe 2005 durch die EMPA zu erneuern.

4.1.2 Einsatz von vorgespannten Ankern

Die wichtigsten Anwendungsbereiche für vorgespannte Anker sind:

- Baugrubensicherungen
Die Abstützung von Baugrubenwänden ist das hauptsächliche Anwendungsgebiet für temporäre Anker. Für die Sicherung von temporären Voreinschnitten für Tunnelbauten, die oft eine Nutzungsdauer von 4 bis 7 Jahren haben, werden in jüngster Zeit umfassend korrosionsschutzte Anker eingesetzt.
- Hang- und Felssicherungen sowie permanente Hanganschnitte.
Solche Sicherungen sind das Hauptanwendungsgebiet für permanente Anker.
- Lawinen- und Steinschlaggalerien
- Sicherung von Bauten, die Zugkräften ausgesetzt sind.
Dazu gehören etwa Seilbahnstationen, Masten, Antennen, Fixpunkte von Druckleitungen, Foundationen von Turbinen.
- Übernahme von Zugkräften aus speziellen Brückenkonstruktionen wie Hängebrücken, Spannbandbrücken oder Brücken mit künstlicher Auflagereinspannung.
- Auftriebssicherungen
Vor allem gegen Wasserdruck, aber auch gegen quellendes Gebirge.
- Untertagebauten
Besonders für spezielle Bauwerke, bei denen kein Gewölbe ausgebildet werden kann, wie Tunnelverzweigungen und Kavernen.
- Staumauern und Wehre
Zur Erhöhung der Staukote oder der Standsicherheit (Erdbeben).

Entwicklung der Technik für vorgespannte „permanente“ Anker in der Schweiz

| Jahr | Paralleldrahtanker Ø 5-8mm f _{tk} : 1670 resp. 1570 N/mm ² | Litzenanker 0.5" resp. 0.6" (Ø 12 resp. 15mm) f _{tk} : 1820 resp. 1770 N/mm ² | Einstabanker Ø 26, 32, 36mm f _{tk} : 1030 z.T. 1250 N/mm ² | Mehrstabanker Ø 12, 16mm f _{tk} : 1470 N/mm ² | Charakterisierung der technischen Entwicklung | Regelungen / Meilensteine | Jahr |
|------|--|---|--|---|---|---|------|
| 1950 | | | | | | erste vorgespannte permanente Felsanker (1951) | 1950 |
| 1955 | | | | | | | 1955 |
| 1960 | | | | | | ca. 1962 erste vorgespannte permanente Bodenanker | 1960 |
| 1965 | | | | | | | 1965 |
| 1970 | | | | | | | 1970 |
| 1975 | | | | | | ab ca. 1973 mehrheitlich nur noch Freispielanker | 1975 |
| 1980 | | | | | | Norm SIA 191 (1977) | 1980 |
| 1985 | | | | | | erste elektrische Ω -Messung I (1985) (am nicht vorgespannten Anker) | 1985 |
| 1990 | | | | | | | 1990 |
| 1995 | | | | | | erste Ω -Messung I am vorgespannten Anker ASB Ankerrichtlinien 1993 SIA V 191 (1995) | 1995 |
| 2000 | | | | | | (Ω -Messung I am vorgespannten Anker obligatorisch) erstmalige Prüfung der Ankersysteme (ab Ende 1996) ASTRA Richtlinie Boden- und Felsanker 1999 | 2000 |

Bemerkungen:

- ohne (pseudo-)vorgespannte Rohranke aus Stahl f_{tk}=500-600 N/mm² ca. 1960 bis 1972
- Zeitgrenzen der Systemwechsel sind unscharf, mit Überschneidungen je nach Firma und Landesgegend von bis zu 4 Jahren
- K-schutz = Korrosionsschutz; / lv=Bereich Verankerungslänge / lr =Bereich freie Ankerlänge / Monolitzen=gefettete Einzellitzen in PE-Hüllrohr
- Vollverbund bedeutet ausinjizieren der freien Ankerlänge mit Zementmilch nach dem Vorspannen, ab ca.1970 Hüllrohr oft aus Kunststoff

Bild 4.1 Entwicklung der Technik für vorgespannte „permanente“ Anker in der Schweiz.

4.1.3 Abgrenzung

Nicht Gegenstand dieses Berichts sind die folgenden Themen:

- Ungespannte (schlafe oder passive) Anker, oft Nägel genannt, deren Zugglieder nach heutiger Regelung nicht aus Spannstählen bestehen.
- Anker aus GFK- oder CFK-Verbundwerkstoffen.
- Zugpfähle und vorgespannte Zug- oder Druckpfähle.

4.1.4 Stabanker

Zugglieder

Überwiegend handelt es sich um einzelne Stäbe \varnothing 26.5, 32 und 36 mm mit Gewinderippen der Qualität 835 / 1030 oder 1080 / 1230 N/mm². Die Stäbe mit höherer Festigkeit sind nach dem Auftreten von Sprödbrüchen in der Schweiz für permanente Anker ab ca. 1982 nicht mehr eingesetzt worden. Vereinzelt sind in den 1960er- und 1970er-Jahren auch glatte Einzelstäbe mit oder ohne aufgerolltem Feingewinde am Stabende oder Mehrstabanker aus Stäben \varnothing 12 mm mit Gewinderippen oder glatte Stäbe mit aufgerolltem Gewinde im Verankerungsbereich oder mit Keilverankerung der Qualität 1420 / 1570 oder noch höher eingesetzt worden. Diese Systeme haben sich nicht durchgesetzt und sind als Sonderlösungen zu betrachten. Nachfolgend werden nur die verbreitet eingesetzten Einstabanker mit Gewinderippen behandelt.

Verankerung im Baugrund

Neben der konventionellen Verankerung des Zuggliedes über Verbund im zementösen Füllgut wurden in der Schweiz in den 1960er- bis 1980er-Jahren (in Deutschland bis heute) für permanente Anwendungen auch so genannte Druckrohranker eingesetzt (in der Schweiz System Stump-Duplex). Dabei wird der Gewindestab in ein Stahlrohr eingeschraubt, das am erdseitigen Ende ein entsprechendes Gewinde aufweist. Der Verbund mit dem Baugrund erfolgt über das aussen gerippte Druckrohr und das Füllgut. Eine Besonderheit dieses Systems ist, dass das Zugglied über eine genau definierte freie Ankerlänge verfügt, die bis zum unteren Ende der Verankerungslänge reicht (Verbindung mit dem Druckrohr). Die Idee dieses recht aufwändigen Systems ist, dass die Kraftertragungsstrecke unter Druck steht (Druckrohr!) und somit im zementösen Füllgut keine Zugrisse entstehen. Das Zugglied selber kann auf seiner ganzen Länge gegen Korrosion geschützt werden.

Kopfverankerung

Bei Gewindestäben erfolgt die Kopfverankerung einfach mit einer Sechskant-Gewindemutter. Für die Verankerung von glatten Stäben sind Keilverankerungen verwendet worden.

Korrosionsschutz

In den 1960er-Jahren wurden die Stäbe auf der freien Länge mit Isolierband umwickelt. Zur Gewährleistung der freien Länge wurde ein Kunststoffhüllrohr eingebaut. Dieses reichte bei Stäben mit konventionellem Verbund bis zum Beginn der Verankerungslänge, bei Druckrohrankern bis zum Druckrohr. Der Ringraum zwischen Hüllrohr und Stab blieb unverfüllt und das Hüllrohr wurde hinter dem Ankerkopf nicht abgedichtet. Der Ankerkopf wurde mit einem Teerstrich versehen oder einbetoniert. In den 1970er-Jahren wurde an Stelle des Isolierbandes ein Schrumpfschlauch verwendet. Ein solcher wurde oft auch am Stabüberstand inkl. Verankerungsmutter angebracht.

Ab ca. 1978/79 wurde auf der freien Länge an Stelle des Schrumpfschlauches ein dünnwandiges PE-Hüllrohr (ein "Schlauch") angeordnet, das im Werk mit einem plastischen Füllgut als Korrosionsschutzmasse (mehrheitlich Densojet oder Visojet) verfüllt und oben mit einem Schrumpfschlauch für den Transport und Einbau verschlossen wurde. Vor dem Spannen wurde

der Schrumpfschlauch entfernt und das PE-Hüllrohr sollte beim Spannen gegen die Ankerplatte gepresst werden, was in der Praxis allerdings nicht systematisch gelang.

Nach einigen Schadenfällen wurde etwa 1981/82 bei Stabankern das Kunststoffripprohr aus PVC im Bereich der Verankerungsstrecke eingeführt. Die Rippen waren als Gewinde ausgebildet, so dass die Rohre zusammengesraubt werden konnten. Das Ripprohr wurde auf der ganzen Ankerlänge angebracht und der Innenraum mit zementösem Füllgut ausinjiziert (meist bereits im Werk). Zur Bildung der freien Länge wurde bis zum Beginn der Verankerungslänge ein zweites glattes Hüllrohr aus PE über das Ripprohr geführt, der Zwischenraum wurde nicht verfüllt.

Eine weitere Verbesserung des Korrosionsschutzes dieses Systems erfolgte um 1985 im Kopfbereich: Ein an die Ankerplatte geschweisstes Stahlrohr wurde über das Glatthüllrohr gestülpt. Der Innenraum wurde OK Ripprohr mit einer Gummidichtung abgedichtet und mit einem plastischen oder zementösen Füllgut verfüllt. Der Aussenraum hinter der Ankerplatte wurde mit zementösem Füllgut ausinjiziert. Der Ankerkopf wurde danach mit einer Schutzhaube versehen und mit einem plastischen oder zementösen Füllgut verfüllt. Dieses System wurde als "Einstabanker mit doppeltem Korrosionsschutz" bezeichnet (**Bild 4.2**).

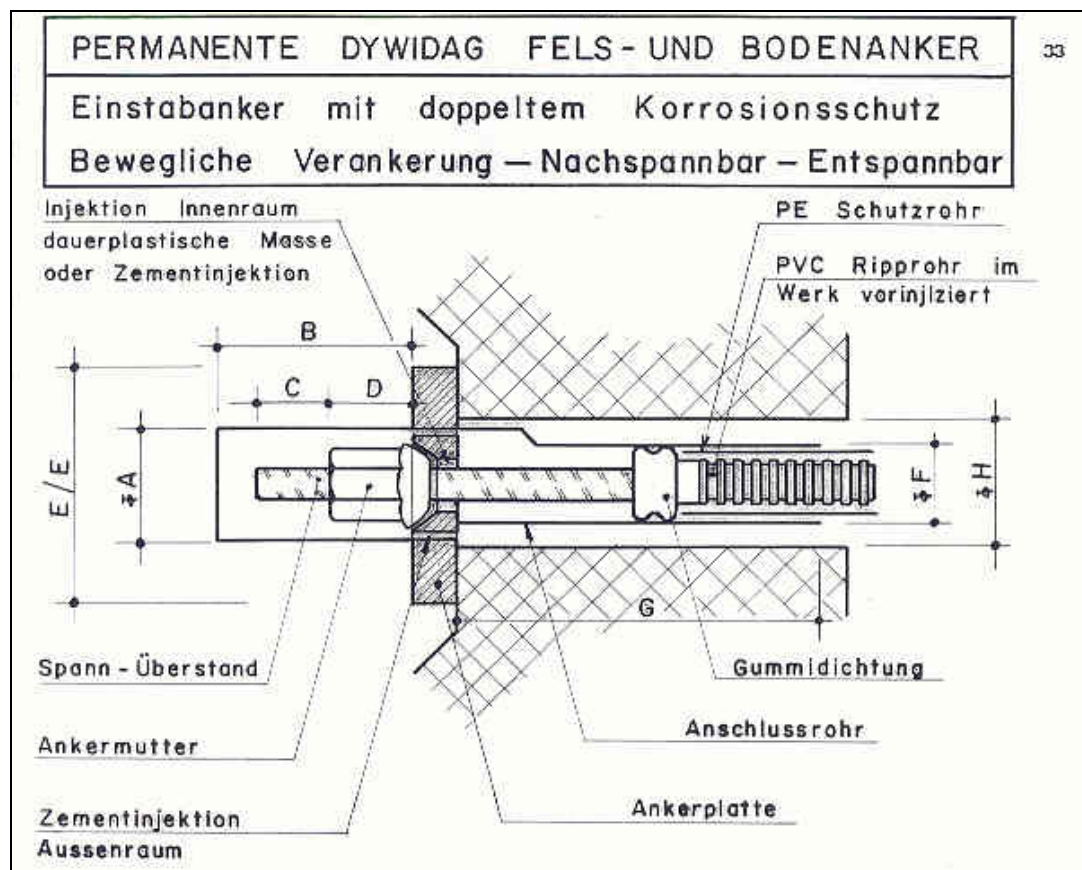


Bild 4.2 Permanenter Dywidag Fels- und Bodenanker mit "doppeltem Korrosionsschutz" um 1985.

Verbreitung und heutige Marktstellung

Bis etwa 1990 sind Stabanker sehr häufig als temporäre und permanente Anker eingesetzt worden. Ihre Kopfverankerung ist einfach und erfordert keine schweren Pressen. Besonders als ausbaubare Anker waren sie sehr beliebt: Durch die Anordnung einer Kupplungsmuffe beim Beginn der Verankerungsstrecke konnten sie nach Gebrauch dort ausgeschraubt und ausgebaut werden. Verschiedene Faktoren haben sie seither in der Schweiz weitgehend aus dem Markt verdrängt:

- Ihre Länge ist beschränkt, die maximale freie Länge beträgt etwa 18 m und die dann erforderliche Kupplung auf der Baustelle macht die Herstellung eines wirksamen Korrosionsschutzes schwierig.
- Das verfügbare Spektrum der Ankerkraft ist mit drei Stabdurchmessern nicht sehr flexibel.
- Ihre Steifigkeit erschwert den Transport und den Einbau
- Sie sind teurer als Litzenanker.

In der Schweiz ist heute kein Stabankersystem für permanente Anker zugelassen (erstmalige Prüfung gemäss Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995]). Einzig die Stahlton AG verfügt über eine Zulassung für temporäre, ausbaubare Stabanker.

4.1.5 Drahtanker

Zugglieder

Die Zugglieder bestehen aus parallel geführten Spanndrähten \varnothing 5 bis 8 mm mit einer hohen, aber nicht immer genau definierten Festigkeit. Eine Klassifikation für Spanndrähte hat erst die Norm SIA 162 (1989) geschaffen.

Verankerung im Baugrund

Die Verankerung der Drähte erfolgt in der Haftstrecke durch Verbund mit dem Füllgut. Dazu wird das Drahtbündel mehrfach gespreizt und wieder zusammengebunden, so dass die Drähte polygonal verlaufen (**Bild 4.3**). Beim Verfahren mit Stauchkopf (BBR) ist am unteren Ende ein Verankerungskopf eingebaut und die Drähte verlaufen auch in der Verankerungslänge parallel (**Bild 4.4**).

Die Verankerung im Baugrund kann, besonders bei Felsankern, direkt über das Füllgut der Haftstrecke erfolgen. Bei Lockergesteinsankern ist jedoch häufig zuerst ein Stahlrohr mit Manschetten ins Bohrloch eingebaut und verpresst worden. Der Drahtanker wurde anschliessend ins Stahlrohr eingebaut und in diesem mit dem Füllgut der Haftstrecke verankert (z.B. TMD-Anker oder System Tubfix).

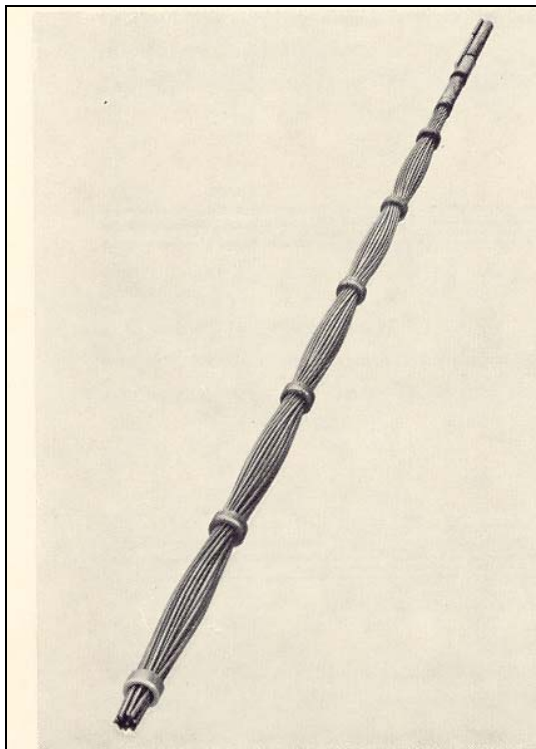
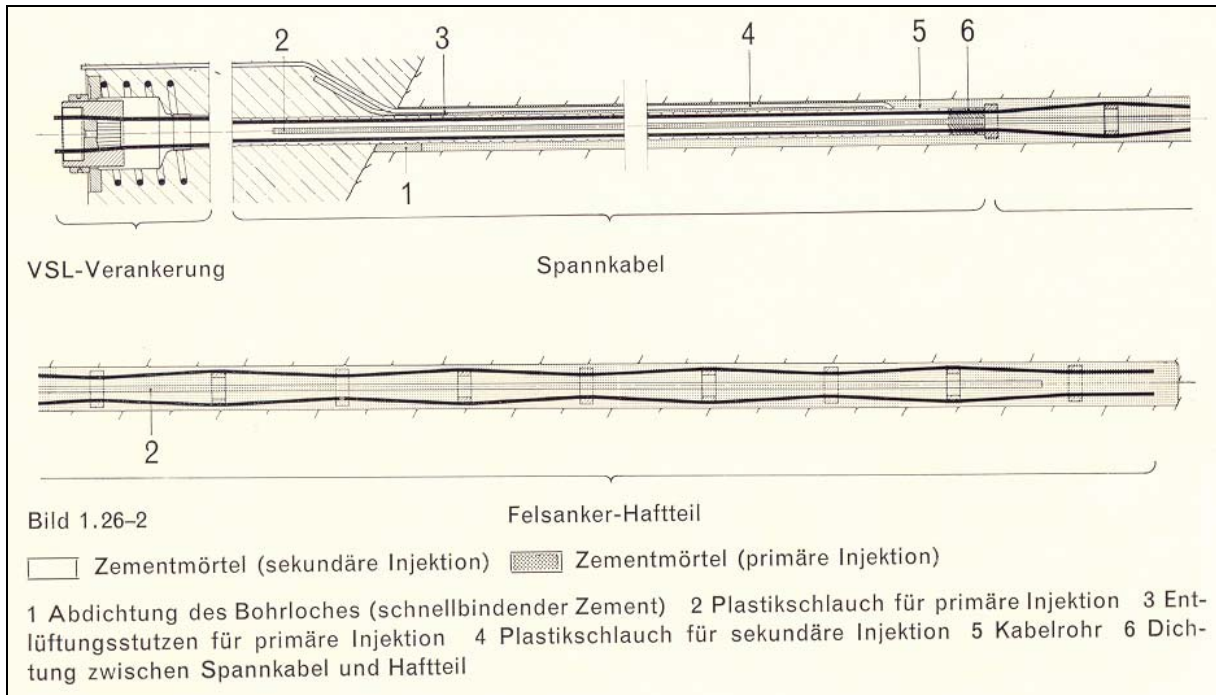


Bild 1.26-1 Felsanker-Haftteil VSL Typ R

Bild 4.3

VSL-Drahtanker. Felsanker mit Vollverbund um 1965.

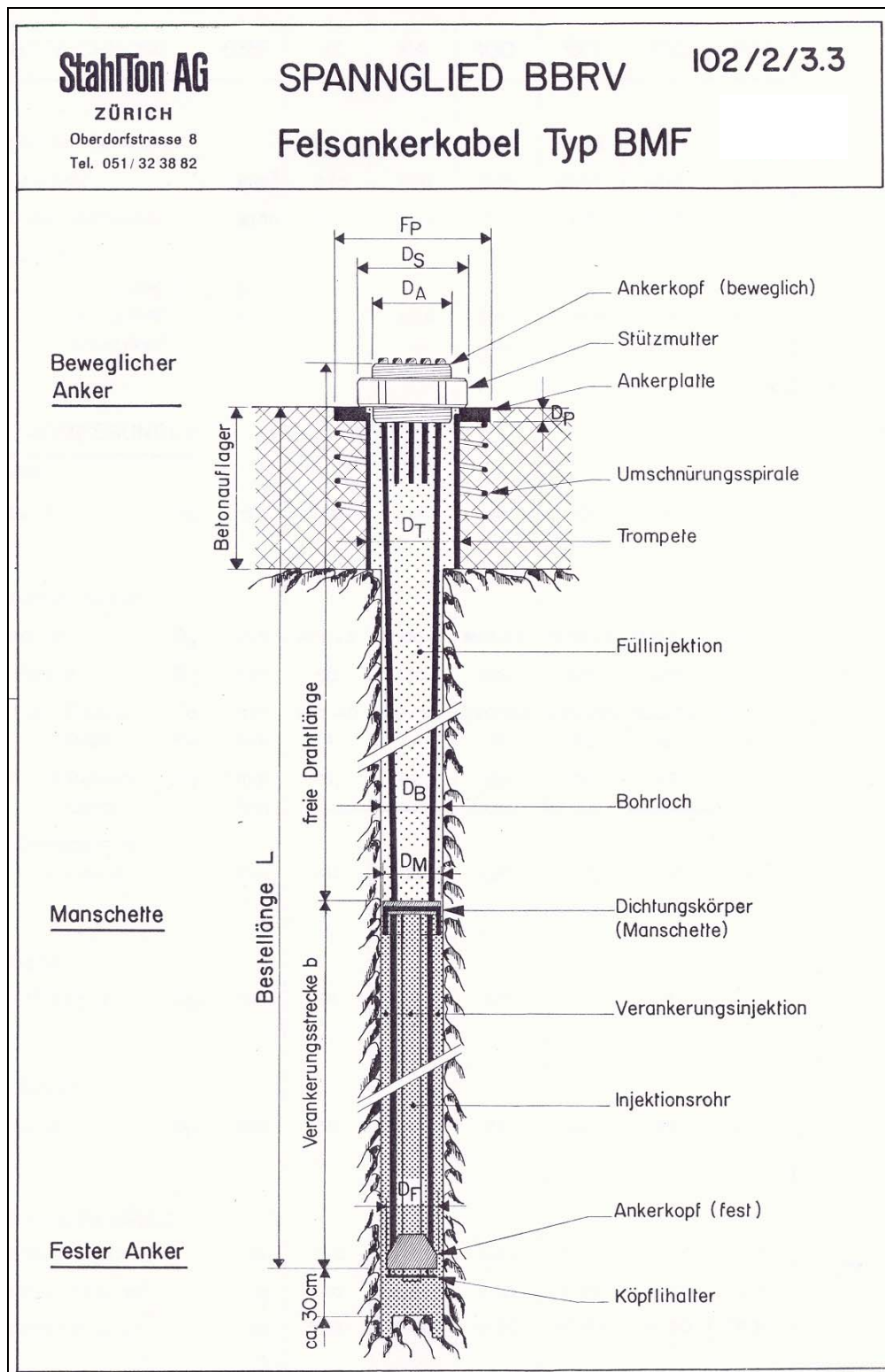


Bild 4.4 BBRV-Drahtanker. Felsanker mit Vollverbund um 1959.

Kopfverankerung

Die Drähte sind entweder mit Stauchkopf (BBR) oder mit einem zentralen Keil verankert. Sowohl der trichterförmige Ankerkopf wie der zentrale Keil können aus Stahl (VSL) oder drahtumwickeltem Mörtel (Freysinet) bestehen.

Korrosionsschutz

Bis etwa 1972 sind die meisten Drahtanker auch auf der freien Ankerlänge mit zementösem Füllgut ausinjiziert worden (**Kapitel 4.1.1**). Der Korrosionsschutz besteht bei diesen Vollverbundankern somit durchwegs aus Zementstein. Bei TMD-Ankern wurde auf der freien Länge oft ein PE-Hüllrohr als Verlängerung des Manschettenrohres eingesetzt, was als zusätzlicher Korrosionsschutz betrachtet werden kann.

Bereits etwa 1965 hat die Firma Polensky & Zöllner in Deutschland den Freispieldrahtanker entwickelt. Dabei wird das Drahtbündel im Sammelhüllrohr auf der freien Ankerlänge mit einem dauerplastischen Füllgut verpresst (Teerepoxy, Bitumen oder Fett). Ob solche Anker in der Schweiz eingebaut worden sind, ist der Forschungsstelle nicht bekannt. Sicher ist ab etwa 1972 mindestens von der Stahlton AG ein analoges System angewendet worden. Dabei wurden die Ankerköpfe als Kontrollanker ausgebildet und mit einer Schutzhaube, die mit PU-Schaum oder Bitumen verfüllt wurde, geschützt. Die genaue Zusammensetzung der für den Korrosionsschutz auf der freien Ankerlänge verwendeten Massen ist nicht bekannt. Zu vermuten ist, dass immer wieder andere - teils geeignete, teils problematische - Materialien verwendet worden sind.

VSL und wahrscheinlich auch Freyssinet haben solche Freispieldrahtanker nur als Einzelstücke zwecks nachträglicher Kontrollmöglichkeit der Ankerkraft ab und zu bei Verankerungen mit Vollverbundankern eingebaut.

Anmerkung: Bereits 1959 hat die VSL als Alternative zum Vollverbundanker Freispieldrahtanker, bei denen anstelle des zementösen Füllgutes die Drähte mit einem "rostschützenden Bitumen- oder Kunstharzanstrich versehen werden", angeboten. Zu hoffen ist, dass dieses hinsichtlich Dauerhaftigkeit sehr fragwürdige System primär nur für temporäre Verankerungen angewendet worden ist. In der Schweizerischen Bauzeitung, Heft 47 vom 19. November 1959, ist von Dr. R. Walther allerdings der Einsatz dieses Systemes für die permanente Verankerung der Stützmauer Eilgut Bern (SBB) beschrieben. Weitere permanente Anwendungen dieses Systems sind nicht bekannt. Es ist deshalb als Sonderlösung aus der experimentierfreudigen Anfangszeit der Ankertechnik zu betrachten.

Verbreitung und heutige Marktstellung

In den 1950er- und 1960er-Jahren sind Drahtanker als Vollverbundanker verbreitet im Kraftwerk- und Nationalstrassenbau primär als Felsanker eingebaut worden. Ab etwa 1968 (VSL) resp. 1972 (Freyssinet) haben namhafte Ankerfirmen zum Litzenverfahren gewechselt. Freispieldrahtanker sind deshalb - soweit bekannt - nur von der Stahlton AG bis etwa 1985 und allenfalls von Polensky & Zöllner (Lizenznehmer AVT Tafers) systematisch eingebaut worden.

Seit 1985 werden in der Schweiz keine Drahtanker mehr eingesetzt.

4.1.6 Litzenanker

Zugglieder

Die Zugglieder bestehen aus Bündeln von 7-drähtigen Litzen mit Durchmessern 13 mm (0.5") und 15 mm (0.6"). Bei den effektiven Querschnittsflächen der Litzen gibt es gemäss SIA 262 [SIA 2003a] je zwei Varianten:

- Litzen Ø 13 mm: $A_p = 93$ resp. 100 mm^2 , $f_{pk} = 1'860 \text{ N/mm}^2$
- Litzen Ø 15 mm: $A_p = 140$ resp. 150 mm^2 , $f_{pk} = 1'770 \text{ N/mm}^2$

Verankerung im Baugrund

Die Verankerung der Litzen erfolgt in der Haftstrecke durch Verbund mit dem Füllgut, welches in der Regel auch die Verankerung im Baugrund herstellt. In den 1970er-Jahren sind teilweise auch Litzenanker in ein vorgängig injiziertes Stahlrohr (TMD, Tube à Manchette Durable) eingebaut worden (wie in **Kapitel 4.1.5** für Drahtanker beschrieben).

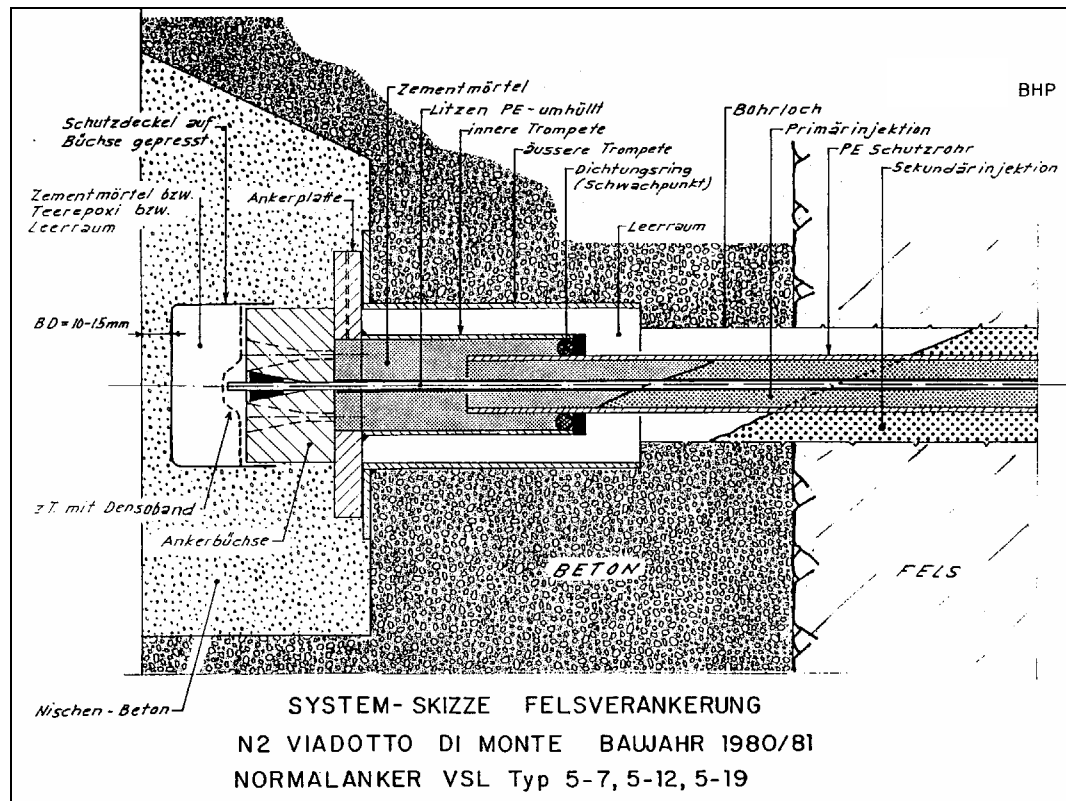


Bild 4.5 VSL Litzenanker mit "doppeltem Korrosionsschutz" um 1980 (noch ohne äussere Ankerkopfinjektion zwischen äusserer und innerer Trompete).

Kopfverankerung

Zu Beginn der Verwendung von Litzenankern wurden die Litzen, analog den Drahtankern, mit einem zentralen Keil verankert oder auf einer gewölbten Ankerbüchse einzeln gespannt und mit Keilen verankert. In der Schweiz hat sich aber rasch die flache konzentrierte Ankerbüchse durchgesetzt, in der die Litzen mit Keilen einzeln, aber jeweils alle gleichzeitig verankert werden.

Korrosionsschutz

Bis etwa 1973/77 sind Litzenanker auch auf der freien Länge mit zementösem Füllgut ausinjiziert worden. Die Litzen liegen dort in einem Sammelhüllrohr aus Blech oder PE, der eigentliche Korrosionsschutz dieser Vollverbundanker wird vom Zementstein gebildet. Ab und zu sind einzelne Anker zwecks nachträglicher Kontrollmöglichkeit der Ankerkraft auf der freien Länge mit einem plastischen Füllgut unbekannter Zusammensetzung verfüllt worden.

Etwa ab 1972 wurde die gefettete Monolithe eingeführt, also Litzen in Einzelhüllrohren aus PE, die mit Fett verfüllt sind. Auf der Verankerungslänge waren die Litzen blank. Je nach Verfahren wurde das Einzelhüllrohr entfernt und die Litze entfettet oder aber im Werk nur auf der freien Ankerlänge mit Einzelhüllrohr und Fett versehen. Der Zementstein bildete den einzigen Korrosionsschutz. Auf der freien Ankerlänge bildeten Fett, Einzelhüllrohr, der umgebende Zementstein und allenfalls zusätzlich ein Sammelhüllrohr aus PE den Korrosionsschutz.

Vereinzelt ab 1974, praktisch systematisch ab 1978 wurde die Verankerungslänge mit einem Kunststoffwellrohr versehen, das beim Übergang zur freien Ankerlänge mit einem Schrumpfschlauch mit dem glatten Sammelhüllrohr auf der freien Länge verbunden wurde. Dieses System wurde als "doppelter Korrosionsschutz" bezeichnet, weil so der Ankerstahl theoretisch auf der ganzen Länge einen mindestens zweifachen Schutz (Zementstein und eine resp. zwei Kunststoffhüllen) erhielt. Allerdings wurde erst ab etwa 1981 / 82 mit der Einführung des an der Ankerplatte angeschweissten inneren Ankerstutzens, der über das glatte Hüllrohr gestülpt und abgedichtet wurde, und der damit möglichen inneren und später auch der äusseren Ankerkopfinjektion (ab ca. 1983) die Idee des doppelten Korrosionsschutzes auch im wichtigen Übergangsbereich hinter der Ankerplatte umgesetzt.

1985 wurde das erfolgreiche System Litzenanker mit doppeltem Korrosionsschutz bei einer umfangreichen Verankerung in streustromgefährdetem Gebiet (Stützmauer Bahnhof Stadelhofen, Zürich) ernsthaft hinterfragt und mit elektrischen Widerstandsmessungen an eingebauten Ankern auf Dichtigkeit geprüft. Dabei zeigte sich, dass dieses theoretisch sichere System in der Praxis den harten Bedingungen auf der Baustelle noch nicht standhielt. Mit konstruktiven Verbesserungen und einer sorgfältigeren Handhabung wurde schliesslich erreicht, dass gegen 90% der Anker nach der Spannpote einen ausreichenden elektrischen Widerstand von $\geq 0.1 \text{ M}\Omega$ aufwiesen.

Um den Korrosionsschutz der Anker auch im gespannten Zustand, also auch langfristig überprüfen zu können, musste auch die Verbindung zwischen freier Ankerlänge und Ankerkopf sowie der Kontakt zwischen Ankerkopf und Bauwerk elektrisch dicht konstruiert werden. Dieser wichtige Schritt gelang erstmals 1992 bei der Verstärkung der Felssicherung beim Nordportal des Seelisbergtunnels der A2. Dabei kamen zwei Lösungen zur Ausführung: Bei der ersten Lösung wurde das glatte Hüllrohr im Werk mit Spiegelschweissung mit einem konischen Formstück aus PE verbunden, das in die Aussparung der Ankerplatte eingepasst war. Die Isolationsplatte unter der Ankerbüchse bestand aus druckfestem Cevolit und wurde durch die Ankerkraft an das Formstück aus PE gepresst. Bei dieser Lösung wurde die Ankerplatte somit im Werk vormontiert, das heisst sie funktionierte nur bei reinen Felsankern ohne Verrohrung der Bohrlöcher. Diese Konstruktion ist an rund 50 Ankern erfolgreich eingesetzt worden, wegen der Beschränkung auf unverrohrte Bohrlöcher ist sie aber später durch flexiblere Lösungen ersetzt worden. Die zweite Lösung basierte auf einer Verbindung des in die Ankerplatte eingepassten Formstückes mit dem Glatthüllrohr mittels elektrischer Schweissmuffe auf der Baustelle.

Mit diesen Prototypen war die Machbarkeit einer vollständigen elektrischen Isolation der Anker von Baugrund und Bauwerk erwiesen. Die 1995 erschienene Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995] stellte deshalb folgerichtig diese Anforderung für alle permanenten Anker (**Bild 4.6**). Überdies verlangte sie eine erstmalige Prüfung der Ankersysteme.



Bild 4.6

Modell eines umfassend korrosionsschutzgeschützten Ankerkopfes (Unterlagen VSL).

ASTRA und SBB haben daraufhin eine Expertengruppe Anker (EGA) gebildet, die diese Erstprüfung von Ankersystemen durchführte. Seit Sommer 1998, als drei Ankersysteme die erstmalige Prüfung bestanden hatten, liessen ASTRA und SBB nur noch erstgeprüfte Ankersysteme zur Ausführung von permanenten Verankerungen zu.

Die im Jahr 2003 in Kraft gesetzte Norm SIA 267 [SIA 2003b] übernahm die Anforderungen der Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995]. Anstelle einer erstmaligen Prüfung verlangt sie jedoch für Ankersysteme eine technische Zulassung [EMPA 2004b].

Verbreitung und heutige Marktstellung

Zurzeit sind sieben Ankersysteme für permanente Verankerungen zugelassen, ein weiteres ist in Prüfung. Dabei handelt es sich durchwegs um Litzenanker. Dieser Umstand dokumentiert den Siegeszug der Litzenanker, die heute den Markt für permanente vorgespannte Anker unangefochten beherrschen.

4.2 Schäden in der Schweiz

4.2.1 Erfassung

Das Vorgehen zur Beschaffung der Informationen zu den Schadenfällen ist in **Kapitel 1.3.1** beschrieben.

Bereits im Rahmen des ersten Projektes [Hunkeler 1998] wurde von der Forschungsstelle eine Liste mit dokumentierten Schadenfällen an verankerten Bauwerken in der Schweiz erstellt. Diese Liste wurde während dieses Projektes laufend aktualisiert und umfasst gegenwärtig (Juni 2004) insgesamt 48 Objekte.

Wie bei den Spannsystemen wirkt sich der uneinheitliche und teilweise spärliche Informationsstand erschwerend auf die ausführliche und einheitliche Darstellung der Objekte aus. Der Umfang der Zustandsuntersuchungen bei den erfassten Objekten war sehr unterschiedlich. Die Zustandserfassung erfolgte entweder anlässlich eines festgestellten Ankerbruches oder einer von der Bauherrschaft erstmals seit Bauvollendung angeordneten Inspektion.

Der **Anhang 2** enthält die Beschreibung von 7 wichtigen, ausreichend dokumentierten Schadenfällen an Ankersystemen. Die ausgewählten Objekte stellen Fälle dar, die aus Sicht der Forschungsstelle als besonders aussagekräftig oder beispielhaft für bestimmte Schadensursachen oder Schadensmechanismen gelten können. 10 weitere Schadenfälle sind im ersten Bericht [Hunkeler 1998] beschrieben (siehe dazu die Erläuterungen im **Kapitel 1.5**). In der **Tabelle 4.1** sind diese 17 detailliert beschriebenen Schadenfälle zusammengestellt.

| Bezeichnung | Name des Objektes | 1. Bericht [Hunkeler 1998] | 2. Bericht Anhang 2 |
|----------------------|--|-------------------------------|------------------------|
| Einstabanker | | | |
| SG-08 | SN1, Rampe 504, St. Gallen | | x |
| SG-10 | Stützmauer Spinnerei Murg | | x |
| SO-01 | Borntunnel, Nord- und Südportal | x | |
| ZG-01 | Stützmauer Steinhof, Unterägeri | | x |
| ZH-03 | A1, Hangsicherungsbauwerk Eggwald | x | |
| ZH-04 | Verlängerung SZU | x | |
| Mehrstabanker | | | |
| VS-05 | T9, Sierre – Brigue, Mur ancré des Bernunes | x | |
| ZH-22 | Stützmauer Staubweidli, Wädenswil | | x |
| Drahtanker | | | |
| TI-05 | A2, Viadotto AS Pianturino | x | |
| Litzenanker | | | |
| FR-04 | A12, Stützmauer d'Avry-devant-Pont | | x |
| FR-05 | A12, Stützmauern, Flamatt | | x |
| NW-01 | A2, Seelisbergtunnel, Nordportal | x | |
| OW-01 | A8, Tunnelportalwand Lopper Süd, Hangsicherung | x | |
| SG-01 | Spannbandbrücke Dietfurt | x | |
| SZ-06 | Steinschlaggalerien Axenstrasse | x | |
| TI-01 | A2, Viadotto di Monte, Faïdo | x | |
| VD-10 | A12, Vevey – Châtel St. Denis, Mur AR No. 8 | | x |

Tabelle 4.1 Übersicht über die 17 aufgearbeiteten Schadenfälle an Verankerungen in der Schweiz.

4.2.2 Übersicht über die erfassten Objekte

Die **Tabellen 4.2 bis 4.6** geben eine Übersicht über die 48 erfassten Objekte hinsichtlich des Baujahrs, der verwendeten Ankertypen, des Alters beim Schadeneintritt bzw. bei der Feststellung des Schadens, des Schadensausmasses und der getroffenen Massnahmen.

| | Baujahr | | | | | | | |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | 1955 – 1959 | 1960 – 1964 | 1965 – 1969 | 1970 – 1974 | 1975 – 1979 | 1980 – 1984 | 1985 – 1989 | 1990 – 1995 |
| Anzahl | 1 | 0 | 6 | 13 | 13 | 9 | 2 | 1 |

Tabelle 4.2 Baujahr der erfassten Objekte. Anmerkung: Bei drei Objekten ist das Baujahr nicht bekannt.

| | Verwendeter Ankertyp | | | |
|---------------|----------------------|---------------|------------|-------------|
| | Einstabanker | Mehrstabanker | Drahtanker | Litzenanker |
| Anzahl | 18 | 3 | 8 | 22 |

Tabelle 4.3 Verwendete Ankertypen bei den erfassten Objekten. Anmerkung: Bei einzelnen Objekten wurden verschiedene Ankertypen eingesetzt.

| | Alter bei Schadeneintritt | | | |
|---------------|---------------------------|---------------|---------------|------------|
| | < 10 Jahre | 10 – 20 Jahre | 20 – 30 Jahre | > 30 Jahre |
| Anzahl | 5 | 17 | 7 | 0 |

Tabelle 4.4 Alter der erfassten Objekte bei Schadeneintritt bzw. bei der Feststellung des Schadens.

| | Schadenausmass | | |
|---------------|--|---|---|
| | gravierende Schäden (mit Erfordernis von Ersatzmassnahmen) | vereinzelte Schäden (ohne Erfordernis von Ersatzmassnahmen) | keine Korrosions- schäden festgestellt |
| Anzahl | 26 | 3 | 16 |

Tabelle 4.5 Schadenausmass am Spannstahl bei den erfassten Objekten. Anmerkung: Ein Bauwerk ist eingestürzt, bei drei weiteren bestand akute Einsturzgefahr.

| Massnahme | Anzahl |
|--|--------|
| Vollständiger Ersatz der Verankerung wegen Schäden | 17 |
| Teilersatz der Verankerung wegen Schäden | 3 |
| Vollständiger Ersatz der Verankerung aus Sicherheitsgründen (fehlende Überprüfbarkeit und Risiko eines plötzlichen Versagens) | 4 |
| Teilersatz bzw. Verstärkung der Verankerung aus Sicherheitsgründen (fehlende Überprüfbarkeit) | 2 |
| Instandsetzung der Verankerung | 1 |
| Verstärkung der Verankerung zur Reduktion der Verschiebungen bzw. der Kraftzunahmen (nicht wegen Korrosionsschäden) | 3 |
| Nur Kopfschutzerneuerung, Instrumentierung und Überwachungsplan | 8 |

Tabelle 4.6 Getroffene Massnahmen bei 38 der 48 erfassten Objekte. Anmerkung: Bei 10 Objekten sind die getroffenen Massnahmen nicht bekannt.

4.2.3 Angewendete Untersuchungsmethoden

In **Tabelle 4.7** sind die Untersuchungsmethoden zusammengestellt, die - soweit bekannt - bei den 48 erfassten Objekten eingesetzt wurden. Die Tabelle ist wegen fehlenden Informationen teilweise unvollständig. Sie soll nur eine Übersicht über die tatsächlich angewendeten Untersuchungsmethoden und deren ungefähre Häufigkeit geben. Über die Zweckmässigkeit einer bestimmten Untersuchungsmethode ist im Einzelfall zu entscheiden.

| Untersuchungsmethode | Vollverbund- anker (11 Objekte) | Freispiel- anker (37 Objekte) |
|---|---------------------------------------|-------------------------------------|
| Visuelle Inspektion des verankerten Bauwerkes | 7 | 26 |
| Inspektion der Ankerköpfe (je nach Fall inkl. Freispitzen) | 3 | 25 |
| dito inkl. Ausbau eines Ankerkopfes | 4 | - |
| Abheben der Ankerköpfe (Ermitteln der vorhandenen Ankerkraft) | 1 | 23 |
| Spezielle Spannproben (gemäss ASTRA-Ankerrichtlinie) | - | 10 |
| Nachrechnung der Verankerung | 6 | 11 |
| dito unter Berücksichtigung von Verschiebungsmessungen | 1 | 8 |
| Umfassende Risikobeurteilung | 9 | 22 |
| Endoskopie (optische Inspektion des Spannstahles hinter dem Ankerkopf) | 1 | 4 |
| Metallurgische Gefügeuntersuchung (fraktografische und metallografische Untersuchung) | - | 20 |
| Chemische Analyse von Korrosionsprodukten und Ablagerungen | - | 20 |
| Chemische Analyse von Wasser im Ankerbereich | - | 6 |
| Untersuchung der Korrosionsschutzmasse | - | 2 |
| Mechanische Spannstahlprüfung (Zug und Biegung) | - | 11 |
| Sondierschacht hinter Bauwerk und öffnen des Ankers | 2 | 3 |
| Chloridgehalt des Betons im Ankerkopfbereich | 2 | 5 |
| Belastungsversuch des Bauwerkes | 1 | - |

Tabelle 4.7 Angewendete Untersuchungsmethoden bei den 48 erfassten Objekten.

4.2.4 Korrosionsschäden und Korrosionsarten

Auf Grund der Zielsetzung des Projektes wurde besonderes Gewicht auf die Art der festgestellten Korrosionserscheinungen gelegt. In **Kapitel 1.2** sind die möglichen Korrosionserscheinungen erläutert.

Bei den 48 erfassten Objekten konnten die Korrosionsarten am Ankersystem nicht immer sicher identifiziert werden. Bei einigen Objekten traten gleichzeitig mehrere unterschiedliche Korrosionsarten auf. Eine genaue Abgrenzung oder Unterscheidung der verschiedenen Korrosionsarten wurde von den Personen, die die Objekte untersucht haben, sehr unterschiedlich durchgeführt. Manchmal wurden die gemachten Beobachtungen unklar beschrieben und/oder unvollständig dokumentiert. Eine präzise Differenzierung war deshalb auf Grund der Angaben in den Untersuchungsberichten oftmals schwierig, d.h. die Korrosionsart war nicht immer eindeutig zu bestimmen.

Vollverbundanker

Nur an vier der 11 erfassten Objekte sind Korrosionsschäden an tragenden Elementen (Spannstahl und Spannverankerung bzw. Ankerkopf) festgestellt worden. Dabei handelte es sich um einen mehr oder weniger gleichmässigen bis muldenförmigen Korrosionsabtrag (anodische Auflösung) oder um wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion (**FR-05** und Mauer Nr. 46 an der N9 im Kt. Waadt, siehe dazu **VD-10**) im Bereich direkt hinter dem Ankerkopf (bis etwa 1.5 m) und am Ankerkopf selber. Weitere, für die Tragsicherheit unbedeutende Korrosionsschäden sind an Ankerplatten und an Schutzhauben beobachtet worden.

Über Schäden im hinteren Ankerbereich, insbesondere im Übergangsbereich von der ursprünglichen freien Länge zur Verankerungslänge liegen keine Informationen vor.

Freispielanker ohne "doppelten Korrosionsschutz"

Bei diesen Freispielankern der ersten Generation sind hauptsächlich Sprödbrüche an den Zuggliedern (wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion SRK) in der Regel ausgehend von örtlichen Korrosionsnarben oder Lochfrassstellen eingetreten (z.B. **VD-10**). Die Bruchstellen lagen mehrheitlich bis etwa 1.5 m hinter dem Ankerkopf, in mehreren Fällen sind jedoch auch auf der übrigen freien Länge und besonders im Übergangsbereich l_{fr} / l_v Brüche aufgetreten. Eher selten sind Brüche infolge des mehr oder weniger gleichmässigen Korrosionsabtrages hinter dem Ankerkopf oder beim Übergang l_{fr} / l_v registriert worden.

Zu beachten ist, dass die Verbreitung von Korrosionsschäden bei den erfassten Objekten sehr stark variiert. Bei einigen Objekten ist trotz systematischer oder zumindest repräsentativer Überprüfung kein einziger Schaden registriert worden, bei weiteren Objekten sind Drahtbrüche in absolut marginaler, für das Bauwerk unbedeutender Anzahl beobachtet worden (z.B. 5 Drahtbrüche an einem 32-drähtigen Anker von insgesamt 230 überprüften Ankern). Bei anderen Objekten hingegen wurden praktisch systematisch Brüche an Zuggliedern festgestellt, was zunehmend weitere Brüche erwarten liess.

Neben den Schäden an Zuggliedern sind auch bei diesen Ankern mehr oder weniger gleichmässige Korrosionsangriffe an Ankerköpfen, Ankerplatten und Schutzhauben beobachtet worden. Auch die Verbreitung dieser Schäden variierte je nach Objekt zwischen 0 und 100%.

Freispielanker mit "doppeltem Korrosionsschutz"

Nur eines der erfassten Objekte (**TI-01**) weist Anker mit so genanntem "doppeltem Korrosionsschutz" auf. Wegen der langen Bauzeit von 1979 bis 1983 ist zu vermuten, dass dies nur für einen Teil der eingebauten Anker zutrifft. Überdies entspricht der damalige "doppelte Korrosionsschutz" noch nicht dem Stand um 1985 (keine äussere Ankerkopfinjektion). Bei der Überprüfung eines Teils der 193 Litzenanker sind zwei Drahtbrüche und ein Litzenbruch registriert worden (Sprödbrüche infolge Spannungsrisskorrosion ausgehend von Muldenfrass).

Weitere Schäden an Ankern mit "doppeltem Korrosionsschutz" sind nicht bekannt.

4.2.5 Ursachen für Schäden

Vollverbundanker

Die Ursachen für die an den Vollverbundankern festgestellten Schäden sind:

- Unvollständige Verfüllung (Primär- und Sekundär- bzw. Füllinjektion) im Bereich hinter dem Ankerkopf. Während ein vollständiges und dichtes Füllgut bei vertikalen (z.B. **GR-24** und **OW-05**) und bei schräg steigenden (z.B. **SZ-06**) Ankern gut zu erreichen ist, ist bei schräg

fallenden Ankern eine vollständige Verfüllung mit Füllgut im Kopfbereich hinter der Ankerplatte nur schwierig realisierbar (**Bild 4.7**).

- Ungenügender Ankerkopfschutz: z.B. poröser, schlecht haftender Nischenbeton oder nur ein Anstrich von mangelnder Dauerhaftigkeit ohne Unterhalt / Erneuerung (**Bilder 4.8 und 4.9**).

Bei den erfassten Objekten mit Schäden spielten Chloride keine Rolle. Treten die oben beschriebenen Mängel jedoch in Bereichen mit Eintrag von tausalzhaltigem Wasser auf, potenzieren sich die Schadensfolgen (z.B. schlechter Nischenbeton im Spritzwasserbereich oder unvollständige Verfüllung hinter dem Ankerkopf bei talseitig einer Strasse stehender Stützmauer).



Bild 4.7

Freigespitzter, gut ausinjizierter Ankerkopf eines vertikalen Vollverbundankers (BBRV).



Bild 4.8

Poröser, teils heraus bröckelnder, wasserführender Nischenbeton bei zwei Vollverbundankern (NW-01).



Bild 4.9

Ungenügender Ankerkopfschutz mit gravierenden Korrosionsschäden an Litzen-Vollverbundanker mit Zentralkeilverankerung (VSL 1968).

Freispielanker ohne "doppelten Korrosionsschutz"

Die Hauptursache für die eingetretenen Schäden am Spannstahl ist die fehlende Abdichtung zwischen dem Ankerkopf und dem Hüllrohr des Ankers. Bei schräg fallenden Anker ist die Primärinjektion aus zementösem Füllgut zuoberst immer unvollständig. Weil überdies das plastische Füllgut der dort aufgeschnittenen Monolitzen oft Lücken aufweist oder weg geflossen ist, findet das hinter einer Mauer fast immer vorhandene Sickerwasser – das zudem noch häufig chloridhaltig ist – den Weg zum Spannstahl (**Bild 4.10 bis 4.12**).



Bild 4.10

Hinter dem Ankerkopf gebrochener Litzenanker infolge fehlender Abdichtung und chloridhaltigem Sickerwasser (VSL 1979, VD-10).



a)



b)



c)

Bild 4.11

a) Felssicherung Dangeren über der A2 bei der Überprüfung der Kontrollanker, b) Kontrollanker vor dem Öffnen und c) infolge Korrosion gerissene Litzen (freie Länge ungenügend mit Fett geschützt).



Bild 4.12 Wasserlauf aus dem Ankerkopfbereich bzw. aus der Ankerhaube und defekte Kunststoffdeckel in der Ankerhaube (**OW-01**).

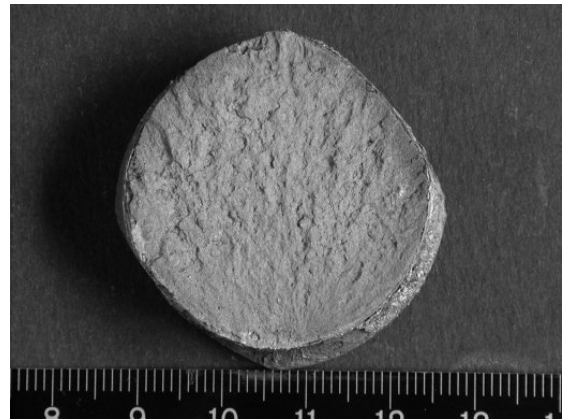
Für einzelne Objekte wesentliche weitere Ursachen waren:

- Unvollständige Primärinjektion im obersten Bereich der Verankerungslänge, sei dies durch nicht erfolgte oder ungenügende Bohrlochkonsolidierung (**Bilder 4.13**) oder durch Anordnung der Verankerungslänge in zwei verschiedenen Baugrundarten (**SG-01**, [Matt 1989a]). Bei diesem in der Schweiz spektakulärsten Anker-Schadenfall mit Einsturz des Bauwerkes ist das zementöse Füllgut in einer auf dem Molassefels liegenden Kiessandschicht weggeflossen. Der vorderste Teil der Verankerungslänge lag somit ohne jeglichen Schutz im feuchten Baugrund (**Bilder 4.14 bis 4.16**). Weitere Erläuterungen dazu sind in [Matt 1989a] zu finden.
- Vorschädigung des Spannstahles durch unsachgemässe Lagerhaltung. Ankerstangen sind in den Jahren ca. 1978 bis 1982 vor dem Einbau ungeschützt im Freien, zum Teil sogar neben Strassen mit Tausalzeinsatz gelagert worden und wiesen deshalb beim Einbau bereits Korrosionsnarben auf, was verbreitet innert kurzer Zeit zu Sprödbrüchen infolge Spannungsrisskorrosion führte (**SG-08**, vermutlich auch **ZG-01**, **Bild 4.17**).
- Ungenügender Korrosionsschutz oder Einsatz von ungeeigneten Korrosionsschutzmassen auf der freien Ankerlänge. In den 1960er-Jahren sind zum Teil die Spanndrähte lediglich mit einem Bitumen- oder Kunstharzanstrich versehen und die Stangen von Einstabankern mit Isolierband umwickelt worden (**ZH-03**). Die verwendeten Korrosionsschutzmassen wiesen teilweise eine ungenügende Korrosionsschutzwirkung auf (Kontrollanker in **FR-05**, **VD-10**).
- Einsatz von Stählen für Stabanker, die besonders empfindlich sind auf Spannungsrisskorrosion (**ZH-04** und **ZG-01**).

- Einsatz von "unausgegorenen" Sonderlösungen mit materialtechnischen und konstruktiven Mängeln. Dies betrifft insbesondere drei Objekte mit Mehrstabankern (**VS-05**, **OW-04** und **ZH-22**).
- Konstruktionsmängel am Ankersystem. An der Stützwand Portal Süd des Borntunnels sind z.B. an den nicht schweisbaren Muffen der Stabanker zwischen l_{fr} und l_v Blechhülsen für das Hüllrohr angeschweisst worden, was zu Längsrissen an den Muffen führte (**SO-01**, **Bild 4.18**).

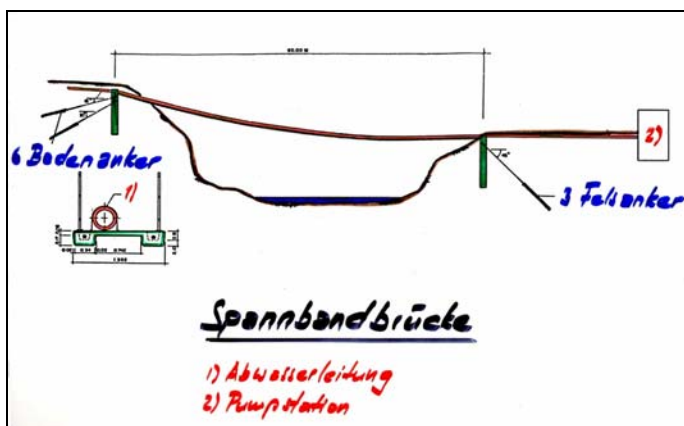


a)

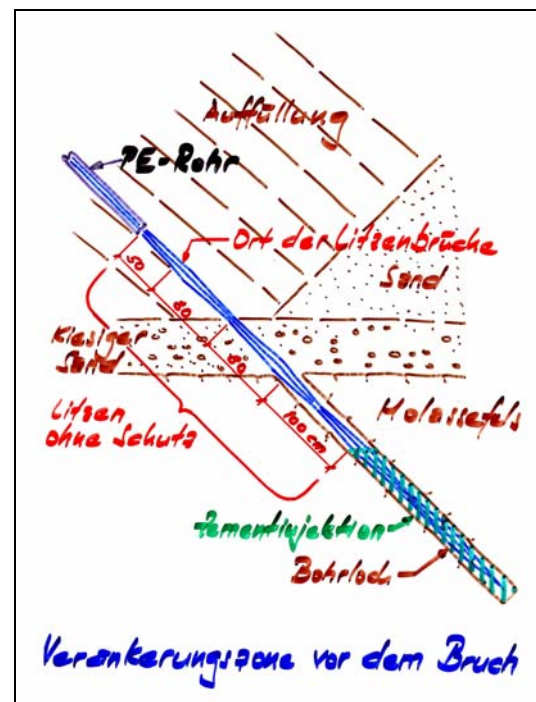


b)

Bild 4.13 a) Weggesprengter Mörtelvorsatz infolge Sprödbbruch eines Stabankers im vordersten Bereich der Verankerungslänge, b) Bruchfläche des Ankers. Sprödbbruch ausgehend von Korrosionsnarbe (unten) (**SG-10**).



a)



b)

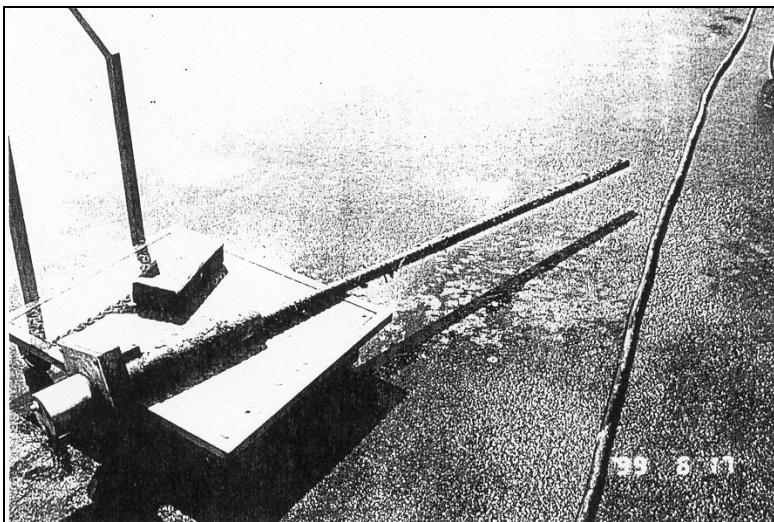
Bild 4.14 Konstruktion a) der Spannbandbrücke zur Überführung einer Werkleitung in Dietfurt und b) der Permanentanker (Baujahr: 1976) (**SG-01**). Unterlagen von P. Matt.

**Bild 4.15**

Brücke in Dietfurt nach dem Einsturz 1981 wegen des Versagens der drei permanenten Felsanker (SG-01). Bild P. Matt.

**Bild 4.16**

Korrosion an den Spanndrähten der Permanentanker der Brücke in Dietfurt (SG-01). Unterlagen von P. Matt.

**Bild 4.17**

Gebrochener Einstabanker aus spannungsrissschlagempfindlichem Stahl 1080/1230. Sprödbrechung vermutlich infolge Vorschädigung (ZG-01).

Abb. 4: Ausgebauter gebrochener Ankerstab (Länge ca. 2.25m)

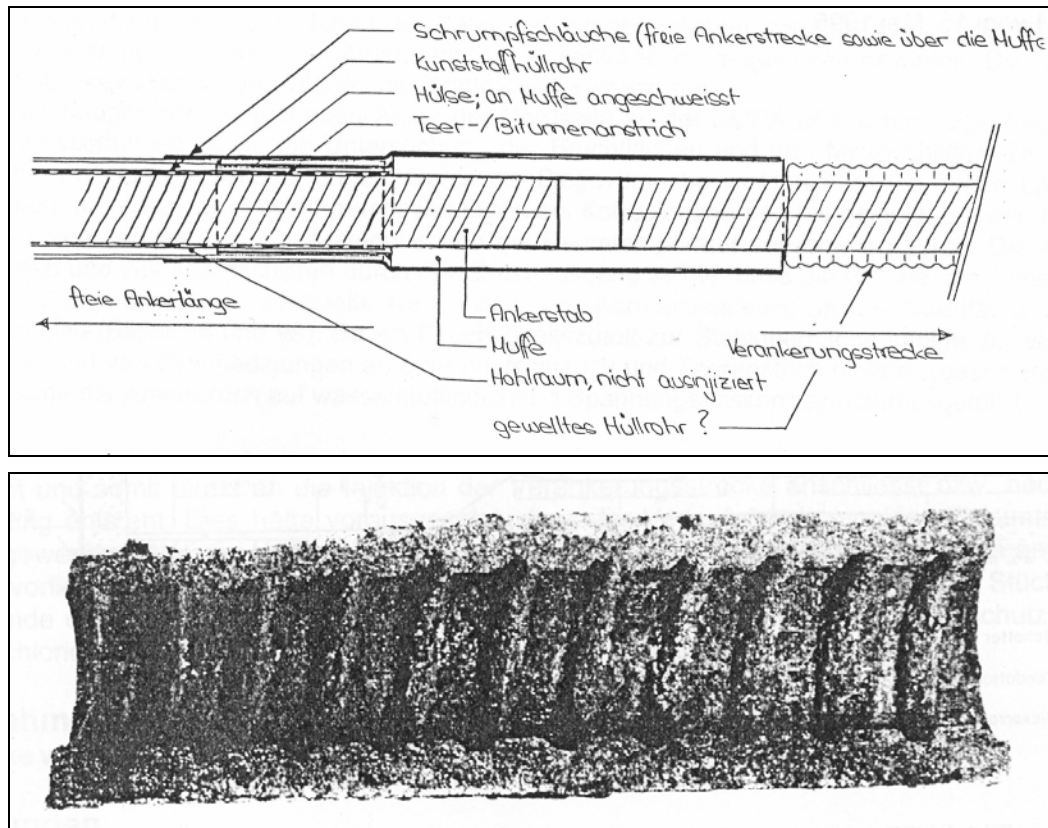


Bild 4.18 Verbindungsmuffe (schematisch) und Ansicht der Rissfläche der längs gebrochenen Verbindungsmuffe, (SO-01).

Freispielanker mit "doppeltem Korrosionsschutz"

Wie im **Kap. 4.2.4** erwähnt, liegen über Schäden an diesem Ankertyp keine aussagekräftigen Informationen vor. Diese Ankergeneration ist allerdings erst maximal 20 Jahre alt. Zukünftige Schäden an Ankern mit dem so genannten "doppeltem Korrosionsschutz" können aber aus folgenden Gründen nicht ausgeschlossen werden:

- Wegen der fehlenden elektrischen Isolation zwischen Anker und Baugrund bzw. Tragwerk können Schäden infolge Streustrombeeinflussung oder Makroelementbildung zwischen Anker und Tragwerksbewehrung auftreten.
- Durch die Versuche bei der Entwicklung des umfassenden Korrosionsschutzes (elektrische Isolation des Ankers von Bauwerk und Baugrund) ist erwiesen, dass die theoretisch wasserdichte Verbindung der Kunststoffhüllrohre im Bereich I_r / I_v in der Praxis oft Schäden aufweist und dass die wasserdichte Abdichtung zwischen Ankerkopf und Hüllrohr oft nicht gelungen ist.

Abgesehen von speziell zu untersuchenden Fällen mit starker Streustrombelastung dürften Schäden an Ankern mit "doppeltem Korrosionsschutz" nicht systematisch, sondern auf einzelne Anker beschränkt auftreten (Ausführungsmängel).

4.3 Schäden im Ausland

Die nachfolgenden Ausführungen über Korrosionsschäden an Ankersystemen im Ausland basieren auf einer breiten Literaturrecherche und persönlichen Kontakten. Sie sollen dazu dienen, aus den gemachten Erfahrungen und Erkenntnissen die richtigen Lehren zu ziehen und Unterschiede zur Situation in der Schweiz zu erkennen. Es muss betont werden, dass in einzelnen Fällen die Folgerungen aus den Schadenfällen sich nicht mit der Meinung der Autoren dieses Berichts decken.

Insgesamt ist die Anzahl der Publikation über Schadenfälle an Ankern im Vergleich zu jener über Schäden an Spannsystemen sehr gering. Eine der ersten systematischen Darstellungen über Schäden an Temporär- und Permanentankern wurde von Nürnberger [Nürnberger 1980] verfasst. Die weltweiten Erfahrungen und Erkenntnisse bis 1986 wurden in einem Sachstandsbericht der FIP (Fédération internationale de la précontrainte) publiziert [FIP 1986]. An einer Konferenz 1997 – es war seit 1974 erst die zweite internationale Tagung über Anker – wurden verschiedene neuere Entwicklungen bei der Planung und Konstruktion sowie die Dauerhaftigkeit von Ankern diskutiert [ICE 1997]. Dabei wurde auch auf die europäische Vornorm (prEN 1537:1996) eingegangen [Merrifield 1997]. Diese ist mittlerweile als EN verfügbar [CEN 1999].

Nürnberger beschrieb in seiner Publikation insgesamt 9 Fälle mit Schäden an Ankern [Nürnberger 1980]. Bei den temporären Ankern wurden die Spannstähle oft ungeschützt verlegt. Von den Schäden waren insbesondere Anker der Rückverankerung von Spundwänden oder Stützmauern betroffen. Bei den permanenten Ankern traten die Schäden in drei Fällen bereits innerhalb eines Jahres, bei zwei Fällen erst nach mehreren Jahren auf. Bei den meisten Brüchen wurde ein stark ausgeprägter Lochfrass an der Spannstahloberfläche beobachtet. Die Brüche wurden zumeist durch Risskorrosion ausgelöst. In sechs Fällen waren Spannglieder aus Drahtbündeln aus vergütetem Stahl und in drei Fällen warm gewalzte Stabstähle verwendet worden. Bei allen Schäden waren die Anker mehr oder weniger dem Zutritt von aggressiven Wässern ausgesetzt oder befanden sich in Böden mit aggressiven Bestandteilen. Für eine solche Beanspruchung war der Korrosionsschutz der Anker (z.B. Bitumenbinde, Bitumen- oder Lackanstrich, örtlich kein Füllgut) nicht ausreichend.

In den Berichten des deutschen Bundesministers für Verkehr [BV 1982, 1990, 1994] ist nur ein einziger Schadenfall erläutert. Dabei handelt es sich nicht um einen Korrosionsschaden [BV 1990, Kennziffer S21 01 01]. Probleme bereiteten vielmehr grössere Gebirgsbewegungen.

An temporären Ankern (gemäss DIN 4125, Teil 1: Gebrauchsdauer <2 Jahre) mit Stahlzuggliedern aus St 1080/1230 traten bei mehreren Anwendungen in Deutschland verzögerte Stahlbrüche auf [Schardin 1989]. Die Schadenfälle (total ca. 20 bis im Jahre 1989) waren vorwiegend an Ankern beobachtet worden, die im Übergangsbereich Ankerkopf/freie Länge keinen normgemässen Korrosionsschutz aufwiesen. Auch die weniger häufigen Brüche auf der freien Länge waren auf einen mangelhaften Korrosionsschutz zurückzuführen. Die Ursache der Brüche war wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion, die bereits durch die Anwesenheit von Wasser und damit leichter Korrosion ausgelöst werden kann. Beim Spannstahl St 835/1030 traten keine derartigen Schäden auf. Die Schäden führten zu einer verbesserten Abdichtung im Bereich Ankerkopf/freie Länge.

In einer neueren Publikation werden die Schadensmöglichkeiten bei Ankern und die heutigen Schutzmassnahmen vorgestellt [Wichter 2000]. In einem Bericht sind die Ergebnisse der hauptsächlich visuellen Kontrollen von 15 deutschen Objekten (Alter: 15 bis 40 Jahre) zusammengefasst [Wichter 2003]. Abhebeversuche oder andere Untersuchungen konnten nur in Einzelfällen durchgeführt werden. Die Mehrzahl dieser Objekte befindet sich in Süddeutschland. Insgesamt sind gemäss dieser Publikation in Deutschland etwa 500'000 Daueranker installiert. Für Daueranker ist eine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik erforderlich. Bei mehreren Objekten wiesen die Anker eine ungenügende Dauerhaftigkeit auf. Oft wurden bei einem Objekt mehrere der nachfolgend aufgeführten Mängel gefunden (**Bild 4.19**):

- geringfügige Korrosionsschäden im Bereich des Ankerkopfes (Grundplatte, Abdeckhaube, Spannstahl)
- ungenügende oder fehlende Befestigung der Abdeckhauben
- korrodierte Befestigungselemente der Abdeckhauben
- ungenügende Beständigkeit der Korrosionsschutzbeschichtung
- Wasseraustritt aus den Ankerköpfen
- unterschiedliche Qualität der Korrosionsschutzpaste in den Abdeckhauben (teilweise wegen der Sonneneinstrahlung ausgeflossen)
- nicht vollständig verfüllte Abdeckhauben
- starker Bewuchs der Ankernischen
- Ausfall der fest installierten Kraftmessdosen.

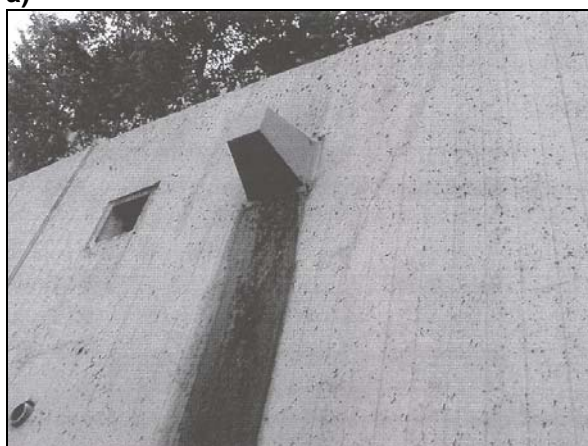
Nur in einem Fall kam es bisher zu einem grösseren Schaden wegen Korrosion. Dieser trat nur wenige Monate nach dem Einbau 1988 ein und wurde auf die Beschädigung des Korrosionsschutzes während des Einbaus der Einstabanker (Stump Duplex Ø 32 mm) zurückgeführt. Bei einem Objekt gab es wegen Setzungen und Rutschungen Probleme mit zu hohen Ankerkräften. Bei einem anderen Objekt wies beim Abhebeversuch keiner der geprüften Anker die ursprüngliche Vorspannkraft mehr auf. Die Ursache hierfür konnte noch nicht ermittelt werden.



a)



b)



c)

Bild 4.19

Zustand von Ankerköpfen von Dauerankern verschiedener deutscher Objekte; a) Bewuchs, b) aus der Ankerhaube ausgelaufene Korrosionsschutzpaste und c) Wasseraustritt aus einem Ankerkopf [Wichter 2003].

In einem abschliessenden Kapitel werden in [Wichter 2003] die Beobachtungen aus der Praxis zusammengefasst und betont, dass die Schäden an Ankern praktisch immer durch Fehler vor und beim Einbau verursacht werden, wofür insbesondere das Fehlen von fachkundigem Baustellenpersonal verantwortlich gemacht wird. Auch Beschädigungen bereits fertig gestellter Verankerungen (z.B. durch Fahrzeuge) werden nicht allzu selten beobachtet. Beschädigungen im Bereich Ankerkopf/Übergang zur freien Ankerlänge führen gemäss [Wichter 2003] praktisch

immer zum Bruch des Ankers durch Spannungsrisskorrosion, wobei bei Einstabankern die Gefahr besteht, dass diese herausgeschleudert werden. Auch die Muffen an Koppelstellen von Einstabankern werden als mögliche Schwachstellen betrachtet (zu geringe Zahl von eingeschraubten Gewindegängen, ungenügender Korrosionsschutz).

Nach Wichter [Wichter 2003] haben sich verzinkte Bauteile besser bewährt als solche mit Beschichtungen. Ebenso scheitert nach seinen Untersuchungen die Verfüllung der Ankerhauben mit flüssiger Korrosionsschutzpaste in der Praxis oft an ungenügend dimensionierten und falsch positionierten Einfüllmöglichkeiten.

Nach Meiniger sind die in Deutschland bekannt gewordenen Schäden an Permanentankern nicht auf systembedingte Mängel, sondern durch unsachgemässe Ausführung oder durch Fehleinschätzung des Gesamtsystems verursacht worden [Meiniger 2002]. Neben einigen allgemeinen Hinweisen zu Schwachstellen beim Korrosionsschutz (Ankerkopfbereich, Muffen bzw. Verschraubungen bei Stabankern) werden einige Schadenfälle kurz angesprochen. Bei verschiedenen Fällen trat (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion auf. Meiniger beschreibt den derzeitigen Stand auf Ankerbaustellen so:

Gegenüber dem Zustand in den 70-iger und 80-iger Jahren, als Daueranker in der Regel von Firmen eingebaut wurden, die gleichzeitig Inhaber der Zulassungen waren und bei denen der Ankereinbau von Personal durchgeführt und überwacht wurde, die zum Teil an der Entwicklung der Dauerankersysteme beteiligt waren, vollzog sich am Beginn der 90-iger Jahre bis heute ein gravierender Wandel: Aus Wirtschaftlichkeitsgründen werden heute Daueranker gerade bei kleineren Baustellen zunehmend von kleineren Subunternehmern eingebaut, die die vorgefertigten Daueranker bei Ankerlieferanten (gleichzeitig Zulassungsinhaber) beziehen.

Meiniger ist überzeugt, dass unter diesen Umständen die Qualitätssicherung auf der Baustelle, insbesondere für die den Korrosionsschutz betreffenden Arbeiten, zunehmend an Bedeutung gewinnt. Er erachtet den in der Schweiz eingeschlagenen Weg, die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes durch elektrische Widerstandsmessung am eingebauten Anker abschliessend zu überprüfen, als wirksame „erzieherische“ Massnahme [Meiniger 2002].

Die Arbeitsgruppe „Ground Anchorages“ der FIP erfasste 1986 weltweit 35 Schadenfälle, wovon 24 Permanentanker betrafen [FIP 1986]. Die Arbeitsgruppe stellte damals fest, dass Schadenfälle nur selten gut dokumentiert sind und den Ursachen nachgegangen wird. Nur bei einem der erfassten Schäden führte die Korrosion zum Kollaps des Bauwerkes (Brücke in Dietfurt, St. Gallen, **SG-01**). Bei den in [FIP 1986] beschriebenen Fällen waren

- die Schäden bei 19 Fällen innerhalb von 18 Monaten eingetreten.
- als Materialien Stäbe (9 Fälle), Drähte (19 Fälle) und Litzen (8 Fälle) verwendet worden.
- der Bruch im Ankerkopfbereich (<1m) (19 Fälle), in der freien Länge (21 Fälle) und im Verankerungsbereich (2 Fälle) eingetreten.
- die Schäden in den überwiegenden Fällen durch unzureichenden, fehlenden oder zu wenig dauerhaften Korrosionsschutz verursacht worden. In einigen Fällen kamen weitere ungünstige Faktoren hinzu (z.B. Überspannen der Anker, unzweckmässig lange Lagerung auf der Baustelle).

In einer südafrikanischen Untersuchung wurden 1990 acht Bauwerke mit Ankern (Baujahr 1975 bis 1989) untersucht [Parry 1997]. Nur bei einem einzelnen Objekt wurden grössere Schäden festgestellt. Alle Anker wiesen starke Korrosionsangriffe an den Ankerplatten auf und viele Spanndrähte waren direkt hinter der Ankerplatte durchgerostet. Die Ursache hierfür waren mehrere grobe Fehler beim Korrosionsschutz und eine nicht vorschriftsgemässe Abdeckung des Ankerkopfes.

In [Weerasinghe 1997] werden die Ergebnisse der eingehenden Überprüfung von Ankern (12 7-drähtige Litzen Ø 15.2 mm) einer in den frühen 1970er-Jahren erbauten Anlegestelle für Unter-

seeboote in Plymouth/UK vorgestellt (siehe dazu auch den Diskussionsteil in [ICE 1997]). Von den ursprünglich 331 Anker waren zum Zeitpunkt der Überprüfung noch etwa 222 vorhanden. Nach 22 Betriebsjahren wurden leichter bis mittlerer flächiger Korrosionsabtrag an der Vorderseite der Anker und ungleichmässige Anrostungen mit einer Tiefe bis maximal 1 bis 2 mm an den Litzen direkt hinter dem Ankerkopf gefunden. Zudem waren zwei Drähte offenbar wegen Spannungsrisskorrosion direkt hinter dem Ankerkopf gebrochen. Weitere acht Drähte von zwei Anker waren ohne Spannung und vier Drähte brachen während der Abhebeversuche. Diese Korrosionsschäden wurden auf einen ungenügenden Korrosionsschutz im Bereich des Ankerkopfes (fehlendes Hüllrohr auf einer Länge von 5 bis 210 mm und mangelhafte Verpressung) sowie auf die Anwesenheit von Chloriden und sulfatreduzierenden Bakterien zurückgeführt. Die ausgebauten Teile der freien Ankerlänge zeigten demgegenüber keinerlei Korrosion. Der gute Zustand der Spanndrähte auf der freien Länge wurde auf den guten Korrosionsschutz zurückgeführt (PE-Hüllrohr, Fett). Die Verankerungsstrecke war – wie damals üblich – ohne speziellen Korrosionsschutz. Die gemessenen Ankerkräfte lagen deutlich unter den ursprünglichen Werten, was eher auf den Verlust an Vorspannung als auf den Einfluss der Korrosion zurückgeführt werden konnte.

Auch bei einem anderen Bauwerk führten vermutlich Chloride und sulfatreduzierende Bakterien zu Korrosion an Auftriebsankern (Stab- und Litzenanker mit doppeltem Korrosionsschutz) einer Unterführung in Kuwait. Die Ankerköpfe waren mit einem Epoxidharz beschichtet und der Bereich hinter dem Ankerkopf mit Fett verfüllt. Das Bauwerk konnte wegen der Invasion 1990 nicht fertig erstellt werden und wurde mit Meerwasser überflutet. Nach der etwa 18 Monate dauernden Überflutung mussten die Anker überprüft werden [Jones 1997] (siehe dazu auch den Diskussionsteil in [ICE 1997]). Zur besseren Beurteilung wurden mehrere Anker überbohrt und ausgebaut. Bei den Stabankern (\varnothing 32 und 36 mm) mit zementösem Füllgut traten Korrosionsangriffe nur im Bereich des Ankerkopfes auf und waren weniger als 0.25 mm tief. Demgegenüber wurden bei den Litzenankern viele Korrosionsangriffe an den Litzen bis zu einer Länge von 1.5 m (Bereich des Ankerkopfes und der freien Ankerlänge) gefunden. Die Korrosionsangriffe traten verstärkt bei den Kontaktstellen zwischen den einzelnen Drähten und zwischen den Drähten und dem PE-Hüllrohr auf. Die Angriffe waren i.a. 0.15 mm, maximal bis 0.25 mm tief. Beim Öffnen der ausgebohrten Litzenanker wurde ein schwacher H_2S -Geruch festgestellt, was bei den Stabankern nicht der Fall war. Daraus wurde geschlossen, dass das bei den Litzenankern verwendete Fett der Nährboden für sulfatreduzierende Bakterien bildete. Die anschließenden mechanischen Prüfungen zeigten, dass über etwa 0.5 mm tiefe Kerben in den Litzen, die durch die Keile im Ankerkopf verursacht wurden, zu Spannungsrisskorrosion führen können. Dies zeigte sich jedoch nur im langsamen Zugversuch und bei Standzeitversuchen, nicht jedoch im Zugversuch mit den üblichen Belastungsgeschwindigkeiten.

Die Konstruktion und das Teilversagen einer 21 Jahre alten verankerten Hafenanlage (Baujahr 1968/69) werden in [Barley 2004] erläutert. Das Versagen der Anker wurde neben dem Korrosionsangriff im Ankerkopfbereich evtl. auch durch Überbelastung und durch den Ausfall anderer Komponenten der Konstruktion verursacht.

In den USA gibt es gemäss [Breen 2004] keine Berichte über Schäden an Boden- und Felsankern.

Gemäss [Cornut 2004] kam es bei den Felsankern, die beim Zardézas-Damm in Algerien installiert waren, zu gravierenden Korrosionsschäden. Diese Schwergewichtsmauer wurde in den Jahren 1927 bis 1945 gebaut. Wegen der Verschlammung des Stausees ergab sich die Notwendigkeit, die Mauer um 35% bzw. 12.70 m zu erhöhen. Zur Gewährleistung der Stabilität wurden in den Jahren 1970 bis 1974 insgesamt 111 Felsanker von 60 bis 90 m Länge und einer Bruchkraft $P_{tk} = 8'650$ kN eingebaut. In der freien Ankerlänge war der Spannstahl durch ein wasserhaltiges Reaktionsharz aus Acrylamid geschützt sowie im Bereich der Spannverankerung durch Fett und Schutzhauben [Lafitte 1978].

Anlässlich einer Kontrolle im Jahr 1978 wurde festgestellt, dass es bei 14 Ankern zu einem totalen oder partiellen Versagen der Litzen durch Korrosion gekommen war. Bei weiteren Kontrollen in den Jahren 1984 bis 1988 war nur noch 57 bis 80% der ursprünglich installierten Spannkraft vorhanden. In der Folge musste der Wasserspiegel gesenkt und die Verschlammung des Stausees durch Ausbaggern eliminiert werden. Gemäss den vorliegenden Unterlagen wurden jedoch zur Kompensation keine neuen Anker eingebaut. Zu den Ursachen der Korrosion steht in [Chadi 1994] Folgendes (Zitat):

« Les ruptures des câbles se sont produites pratiquement toutes au voisinage immédiat des têtes d'ancrage.

Les raisons probables de ces ruptures sont les suivantes:

- La résine injectée entre les câbles et l'enveloppe du forage n'a pas fait de polymérisation et est restée liquide; dès lors, l'hydrogène sulfureux (H_2S) qui se dégage des eaux du sous-sol a pu remonter le long des tirants et s'accumuler sous les têtes d'ancrage.
- La zone située immédiatement sous les têtes aurait été dégarnie de la résine sur une longueur de quelques centimètres par l'intrusion de H_2S vraisemblablement.
- Les torons sous tension exposés à H_2S ont été rapidement attaqués par la rouille. »

Inwieweit diese Begründungen den Tatsachen entsprechen, kann nicht beurteilt werden. Immerhin sind die Brüche in den bekannterweise kritischen Bereichen unterhalb der Spannverankerungen aufgetreten. Die festgestellten Hohlräume wurden mit einem Reaktionsharz verfüllt.

4.4 Erkenntnisse und Folgerungen

4.4.1 Einleitung

In den folgenden Abschnitten sollen die Erkenntnisse aus den in- und ausländischen Schäden zusammenfassend dargestellt werden.

Zunächst kann festgehalten werden, dass sich der Einsatz von vorgespannten Ankern insgesamt gut bewährt hat. Weltweit ist nur eine sehr geringe Anzahl von verankerten Bauwerken eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- ungenügender Korrosionsschutz
- Eintrag von evtl. schadstoffhaltigem Wasser
- spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl

Bei verschiedenen Verankerungen sind erhebliche Korrosionsschäden am Ankersystem aufgetreten, ohne dass dies zu einem katastrophalen Versagen geführt hätte. Meist wurden diese rechtzeitig erkannt und konnten mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden. In den meisten Fällen wurde dies durch Ersatzanker erreicht.

Die Erfahrungen mit Ankern im In- und Ausland führten in der Schweiz zu einer stetigen Verbesserung der Ankersysteme (**Kapitel 4.1**). Über Jahre hinweg sind die Ingenieure und Bauherren laufend über neue Erkenntnisse und Entwicklungen informiert und vertraut gemacht worden [SIA 1978, 1989a, von Matt 1987, 1989, 1994, 1997, 1998, 2002, Hunkeler 1987, 1988, 1998, Steiger 1987, Matt 1989a, Kuhn 1991, TFB 1998, 1999, 2005]. Die Erfahrungen beim Bau des Bahnhofs Stadelhofen in Zürich, wo wegen der Gefährdung durch Streuströme erstmals elektrisch isolierte Permanentanker eingesetzt wurden, waren ebenfalls von grosser Bedeutung [Hunkeler 1987].

Der SIA hat mit seiner 1989 durchgeführten Tagung zum Thema Anker und Spannkabel [SIA 1989a] wesentlich zu einer weiteren Sensibilisierung der Fachleute und damit zu einem verstärkten Qualitätsbewusstsein beigetragen. Da sich aber die dringend nötige Überarbeitung der

Ankernorm 1977 des SIA [SIA 1977] verzögerte, hat das Amt für Strassenbau (ASB, heute ASTRA) die neuen Erkenntnisse in den Ankerrichtlinien 1993 [ASTRA 1993] umgesetzt. Diese Richtlinien waren dann die massgebende Grundlage für die Erarbeitung der Empfehlung SIA V 191 „Vorgespannte Boden- und Felsanker“ von 1995 [SIA 1995]. Diese Empfehlung ermöglichte eine Vereinfachung der ASTRA-Richtlinie [ASTRA 1999] und ging schliesslich praktisch unverändert in die heute gültige Normengeneration des SIA ein [SIA 2003b].

Über die Schadenhäufigkeit bei Anker in der Schweiz gibt es nach den Kenntnissen der Forschungsstelle keine Untersuchungen.

4.4.2 Schwachstellen und Korrosionsarten bei früheren Ankersystemen

Erkenntnisse über Schäden liegen hauptsächlich für frühere Ankersysteme vor. Als frühere Ankersysteme sind alle in der Schweiz eingebauten vorgespannten Anker gemeint, die noch keinen umfassenden Korrosionsschutz gemäss Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995] aufweisen.

Vollverbundanker

Vollverbundanker, die während ihrer Nutzungsdauer nie höher als ihre ursprüngliche Vorspannkraft beansprucht werden, sind auf ihrer "freien" Länge durch das äussere und innere rissfreie zementöse Füllgut recht gut geschützt. Ihre Schwachstellen liegen beim Beginn der Verankerungslänge, wo das Füllgut wegen der Krafteinleitung zwangsläufig Risse aufweist, sowie im Ankerkopfbereich, wo die Sekundärinjektion Hohlstellen aufweisen kann (Absetzmass). Überdies kann der Ankerkopf bei einem ungeeigneten Nischenbeton (mangelhafter Verbund, Schwindrisse, hohe Porosität) gefährdet sein (**Bild 4.20**).

Werden Vollverbundanker während der Nutzungsdauer höher beansprucht als ihre ursprüngliche Vorspannkraft, sind sie auf ihrer ganzen "freien" Länge stark gefährdet. Denn hier bilden sich Risse im Füllgut verbunden mit einer Erhöhung der Stahlspannung. Zudem bietet das zu Beginn verwendete Blechhüllrohr keinen langfristigen Schutz gegen Korrosion. Besser geschützt sind Vollverbundanker, die auf der "freien" Länge ein PE-Hüllrohr aufweisen.

Über Schäden an Vollverbundankern liegen sehr wenige Informationen vor, denn der Bruch eines Ankers ist nicht erkennbar (solange ein Bauwerk nicht versagt) und die Anker sind nicht überprüfbar. Einzig im Kopfbereich ist eine bedingt aussagekräftige Überprüfung möglich (Beispiel: Steinschlagalerie Axenstrasse, **SZ-06**).

Interessant ist der Umstand, dass bisher bei Vollverbundankern nur in Ausnahmefällen Sprödbrüche infolge Spannungsrisskorrosion festgestellt wurden (**FR-05** und Mauer Nr. 46 an der N9 im Kt. Waadt, siehe dazu **VD-10**). Wegen der geringen Anzahl von Informationen über Schäden an Vollverbundankern darf daraus noch nicht der Schluss gezogen werden, dass bei Vollverbundankern Spannungsrisskorrosion nicht auftritt. Immerhin scheint doch das Risiko von Sprödbrüchen bei Vollverbundankern eher gering zu sein. Dies kann für die Einschätzung der Versagensart eines verankerten Bauwerkes von erheblicher Bedeutung sein.

Die Beurteilung eines mit Vollverbundankern gesicherten Bauwerkes ist sehr anspruchsvoll. Sind die Anker für die Tragsicherheit erforderlich, muss meist mangels Überprüfbarkeit ein teilweiser oder vollständiger Ersatz angeordnet werden. Nur in speziellen Fällen kann der Verzicht auf einen prophylaktischen Ersatz verantwortet werden (Beispiel: A8, Überführung Kernstrasse Sarnen (**OW-05**), wo mit einer Kopfspektion und einer Belastungsprobe der Brücke die Funktionstüchtigkeit der Verankerung nachgewiesen werden konnte).

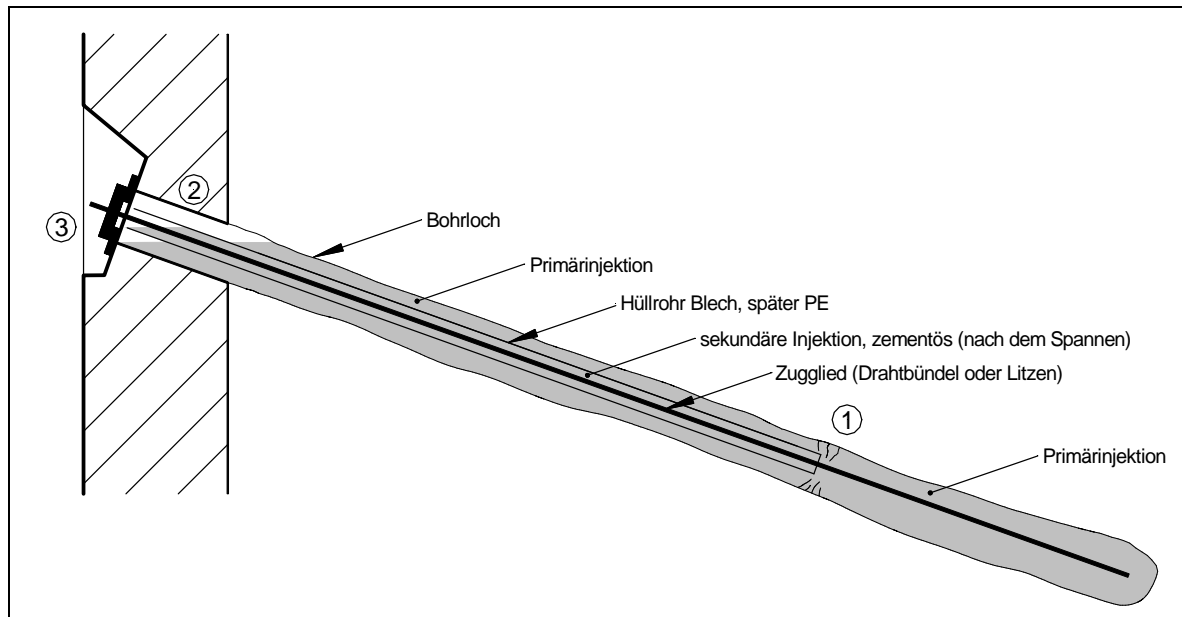


Bild 4.20 Vollverbundanker mit Schwachstellen, wo Wasser zum Spannstahl vordringen kann.

- ① Risse im zementösen Füllgut (Krafteinleitung)
- ② Unvollständige Primär- und Sekundärinjektion im Kopfbereich
- ③ Poröser, gerissener und/oder schlecht haftender Nischenbeton
- ① - ② Bei Anker mit nachträglicher Kraftzunahme können auch Risse im Bereich der ursprünglichen freien Länge auftreten, was bei Hüllrohren aus Blech zu Schäden führen kann.

Freispielanker ohne "doppelten Korrosionsschutz"

Diese Anker weisen auf der Verankerungslänge noch kein Kunststoffwellrohr auf und sind zwischen Ankerplatte und Hüllrohr nicht abgedichtet (kein innerer Ankerstutzen und keine innere und äussere Kopfinjektion). Die Schwachstellen liegen auch bei diesen Anker im Krafteinleitungsbereich beim Beginn der Verankerungslänge (Risse im Füllgut) sowie im Kopfbereich (unvollständige Verfüllung hinter der Ankerplatte, Wegfliessens des plastischen Füllguts, ungenügender resp. nicht erneuerter äusserer Ankerkopfschutz) (**Bild 4.21**).

Auf der eigentlichen freien Länge sind bei Draht- und Litzenankern nur in Einzelfällen Schäden eingetreten. Dies gilt im Besonderen für Litzenanker seit der Einführung der Monolithe.

Bei Stabankern hingegen, die bis etwa 1978 zwischen Kunststoffhüllrohr und dem mit Isolierband, später mit Schrumpfschlauch geschützten Stab einen nicht verfüllten und oben nicht abgedichteten, also feuchten Hohlraum aufwies, besteht eine starke Gefährdung am unteren Ende der freien Länge sowie generell auf der ganzen freien Länge (Fehlstellen beim Isolierband, Stösse der Schrumpfschläuche). Die etwa 1978 bis 1982 eingebauten Stabanker mit fettverfülltem PE-Schlauch sind auf der freien Länge theoretisch besser geschützt. Weil der PE-Schlauch sehr verletzlich war und oben im Betriebszustand nicht abgedichtet wurde, kann von oben oder an Leckstellen Wasser Zutritt zum Stahl finden. Darum ist auch bei diesem System die freie Ankerlänge als gefährdet zu betrachten. Bei Stabankern wurde überdies häufig zwischen freier Länge und Verankerungslänge eine Kupplung angeordnet. Auch diese ist als Schwachstelle zu betrachten, weil der Korrosionsschutz im Kupplungsbereich besonders verletzlich ist.

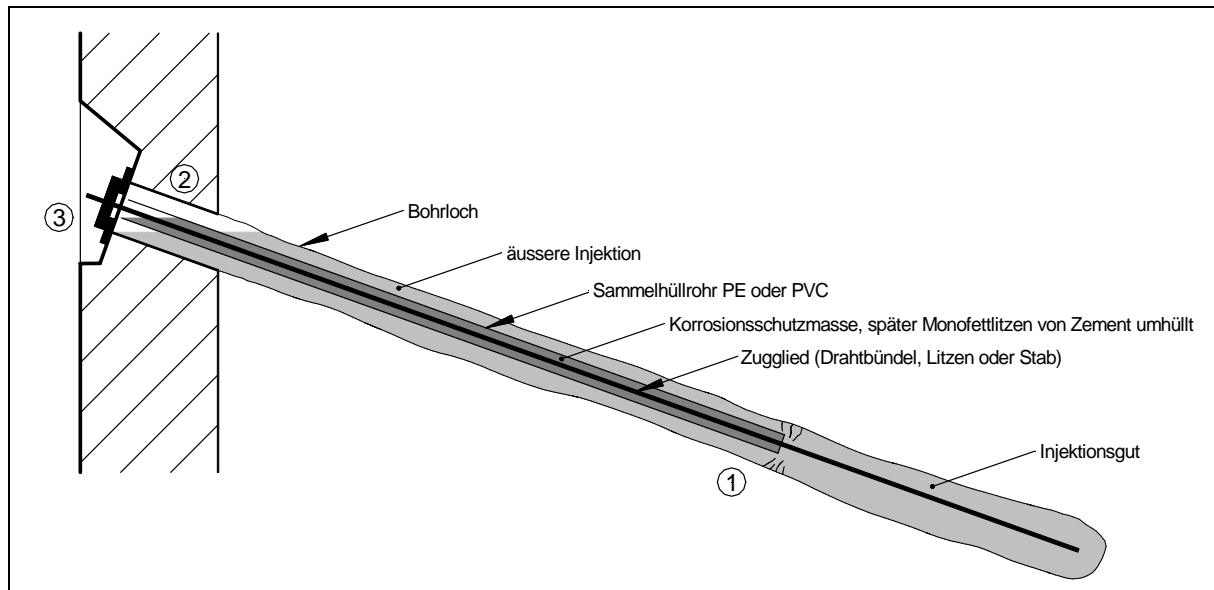


Bild 4.21 Freispielanker ohne "doppelten Korrosionsschutz" (bis etwa 1981/83) mit Schwachstellen, wo Wasser zum Spannstahl vordringen kann.

- ① Risse im zementösen Füllgut (Krafteinleitung).
- ② Unvollständige äussere Verfüllung im Kopfbereich, unvollständige innere Injektion oder weggeflossenes plastisches Füllgut (Korrosionsschutzmasse).
- ③ Fehlende Schutzhaube, poröser, gerissener und/oder schlecht haftender Nischenbeton.

Die zahlreichen bei dieser Ankergeneration eingetretenen Schäden am Spannstahl sind überwiegend Sprödbrüche infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion ausgehend von Korrosionsnarben oder Lochfrassstellen (**Bild 4.22**). Eher selten sind Brüche infolge von mehr oder weniger gleichmässigen Korrosionsangriffen (anodische Auflösung) registriert worden. Weil in dieser Zeit sehr viele verschiedene Ankersysteme mit immer wieder wechselnden Korrosionsschutzmassnahmen und -materialien eingebaut wurden, sind auch mehrere Schadenfälle auf materialtechnische und konstruktive Mängel zurückzuführen, die meist auch zu Sprödbrüchen führten. Zu beachten ist, dass Sprödbrüche auf einem Spannungsniveau eintreten können, das weit unter der ursprünglichen Zugfestigkeit, nämlich im Bereich der Gebrauchsspannung liegt. Die Brüche treten oft spontan, ohne nennenswerte Spannungsänderung auf.

Es ist somit festzustellen, dass der Wechsel von Vollverbundankern zu den ersten Freispielankern bezüglich Dauerhaftigkeit und Risiko generell eher ein Rückschritt war. Dieser negativen Einschätzung ist jedoch einschränkend anzufügen, dass sie nicht für alle Verankerungen aus dieser Zeit zutrifft. Neben Verankerungen mit verbreiteten Schäden bestehen auch mehrere Verankerungen, deren systematische Überprüfung keine oder nur sehr geringfügige Schäden ergab.

Hinweis zu Vorschädigungen: Ankerstangen, besonders jene mit hoher Festigkeit (St 1080 / 1230 N/mm²), sind besonders empfindlich auf Wasserstoffversprödung. Diese spielt sich oft sehr rasch ab, wenn Wasser Zutritt zu Korrosionsnarben findet. Weil Ankerstangen vor dem Einsatz nicht selten bei Ankerfirmen eine gewisse Zeit im Freien gelagert wurden, ist bei Stabankern immer auch damit zu rechnen, dass sie beim Einbau bereits Vorschädigungen aufwiesen. Bei solchen Ankern können Sprödbrüche an jeder beliebigen Stelle auftreten. Dieses Problem ist erst um 1982 erkannt worden. Auch Drähte und Litzen sind empfindlich auf Wasserstoffversprödung. Weil Drähte und Litzen gerollt angeliefert werden, ist anzunehmen, dass sie in der Regel im Werk wettergeschützt gelagert wurden. Jedenfalls ist über Sprödbrüche von Draht- oder Litzenankern infolge von Vorschädigungen nichts bekannt.



Bild 4.22

Sprödbrüche von Drähten eines 1978 eingebauten Litzenankers. Der Bruch erfolgte 1990 auf einem Spannungsniveau von $0.50 f_{tk}$ bei einer Spannungsänderung von weniger als $0.01 f_{tk}$ (Abheben des Ankerkopfes). Am linken Draht fand vorgängig Korrosion statt. Am rechten Draht ging der Bruch von einem Querriss aus (Spannungsrissskorrosion).

Anker mit "doppeltem Korrosionsschutz"

Mit der Einführung des Kunststoffwellrohres auf der Verankerungslänge wurde der Schutz der Zugglieder im Kräfteinleitungsbereich entscheidend verbessert. Gleichzeitig sind bei den Stab- und Litzenankern - Drahtanker haben diese Entwicklung nur noch ansatzweise mitgemacht - wesentliche konstruktive Verbesserungen im Kopfbereich vorgenommen worden (innerer Ankerstützen mit Abdichtung zum Hüllrohr, innere und äussere Ankerkopfinjektion, systematische Anordnung von Schutzhauben) (**Bild 4.23**).

Bei den Litzenankern verblieb allerdings die verletzliche Verbindung zwischen Well- und Glattrohr als Schwachstelle, die zu einzelnen Schäden infolge eines mehr oder weniger gleichmässigen Korrosionsabtrages geführt hat. Bei Stabankern mit durchgehendem, vorinjiziertem Ripprohr müssen nur noch die Stossstellen der Ripprohre als potenzielle Schwachstellen betrachtet werden. Konkrete Schäden sind den Autoren dieses Berichts allerdings nicht bekannt.

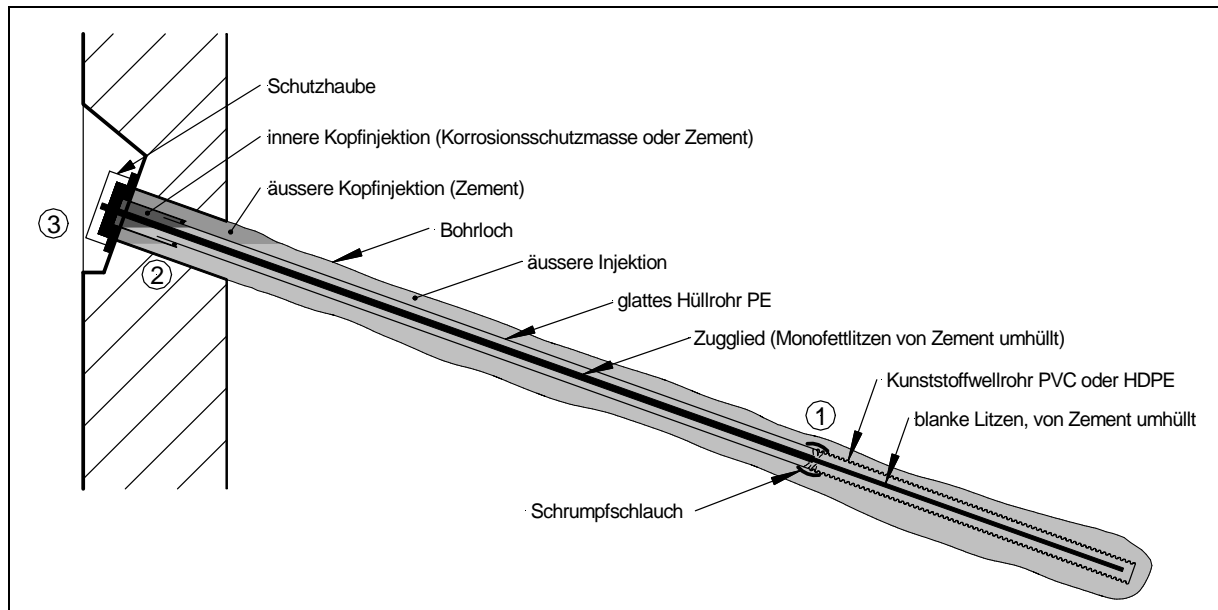


Bild 4.23 Freispielanker mit "doppeltem Korrosionsschutz" (ab ca. 1983 bis 1995) mit Schwachstellen, wo in Einzelfällen (Ausführungsmängel) Wasser zum Spannstahl vordringen kann.

- ① Verbindung Hüllrohre I_{fr} - I_v häufig verletzt beim Transport, Einbau oder Spannen. An dieser Stelle weist das innere Füllgut überdies Risse auf (Krafteinleitung).
- ② Abdichtung innerer Ankerstützen - Hüllrohr nicht immer erfolgreich ausgeführt. Äussere Kopfinjektion nicht immer vollständig gelungen: plastisches Füllgut (Korrosionsschutzmasse) kann wegfließen.
- ③ Poröser, gerissener und/oder schlecht haftender Nischenbeton.

4.4.3 Plastisches Füllgut

Die Einführung der Freispielanker bedingte mit Ausnahme einzelner im **Kapitel 4.1.4** beschriebener Systeme für Einstabanker den Einsatz von plastischem Füllgut als Korrosionsschutzmasse im Bereich der freien Ankerlänge. Bei Kontroll- und Messankern war dies in der Regel auch im Ankerkopfbereich der Fall.

Freie Ankerlänge

Mangels Normen mit technischen Anforderungen haben die Ankerfirmen im Lauf der Entwicklung verschiedenste auf dem Markt erhältliche Produkte eingesetzt; massgebend für die Auswahl war wohl in der Regel der Preis und die Verarbeitbarkeit. Mehrheitlich sind Bitumen, Teer, epoxy sowie Fette und Wachse verwendet worden. Erst mit der erstmaligen Prüfung der Ankersysteme gemäss Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995] sind von der Expertengruppe Anker (EGA) im Leitfaden für die Prüfung der Ankersysteme technische Anforderungen und Prüfungen für plastische Füllgüter formuliert worden. Bei älteren Verankerungen sind in der Regel die Zusammensetzung und die Eigenschaften des plastischen Füllguts (Korrosionsschutzmasse) nicht bekannt. Aufgrund von Untersuchungen von Schadenfällen ist aktenkundig, dass neben gut geeigneten Produkten teilweise auch ungeeignete oder gar für den Spannstahl schädliche Produkte eingesetzt worden sind.

Ankerkopf

Für den Schutz von nicht einbetonierten Ankerköpfen sind von den Ankerfirmen im Lauf der Zeit sehr verschiedene Materialien eingesetzt worden. Für die innere Ankerkopfinjektion, die erst mit der Entwicklung des so genannten doppelten Korrosionsschutzes eingeführt wurde, wurde in der Regel die gleiche Masse wie auf der freien Ankerlänge verwendet. Einzelne Firmen haben jedoch für diese nach dem Spannen ausgeführte Injektion ein anderes Produkt oder auch ein zementöses Füllgut verwendet. Letzteres ist zwar in punkto Korrosionsschutz vertretbar, für

Kontrollanker aber sehr problematisch, weil der Zementstein bei einer späteren Ankerprüfung zerstört wird und erst noch das Prüfergebnis wegen der Umlenkungs- und Reibungskräfte massiv verfälschen kann.

Beim äusseren Ankerkopfschutz ist zunächst zwischen Stab- und Litzen- bzw. Drahtankern zu unterscheiden. Bis zur Einführung des so genannten doppelten Korrosionsschutzes um 1985 wurden Stabankerköpfe selten mit einer Schutzhaube versehen, sondern nur mit einem Teeranstrich oder einem Schrumpfschlauch "geschützt". Je nach Exposition hatte der Anstrich eine Nutzungsdauer von etwa 5 bis 10 Jahren, er ist in der Praxis aber kaum je erneuert worden. Ab etwa 1985 wurden die Stabankerköpfe konsequent mit einer Schutzhaube geschützt, die mit einem Fett oder Wachs verfüllt wurde (häufig Densojet oder Visojet).

Draht- und Litzenankerköpfe sind schon ab etwa 1970 mit Schutzhauben versehen worden, wenn sie nicht einbetoniert wurden. Zu Beginn wurden die Hauben mit einem Produkt auf Teer- oder Bitumenbasis verfüllt. Weil Ankerköpfe grossen Temperaturschwankungen unterliegen (Sonneneinstrahlung), sind die schwarzen Schutzmassen oft aus den Injektionsöffnungen oder durch die Haubenabdichtung heraus gequollen und haben das Bauwerk verunstaltet. Deshalb ging man gegen Ende der 1970er-Jahre dazu über, die Hauben mit PU-Schaum auszuschaäumen. Der Schaum hat sich jedoch mit Kondenswasser voll gesogen, versprödete nach einigen Jahren und wurde mürbe. Als langfristiger Korrosionsschutz hat er sich nicht bewährt. Ab etwa 1980/82 wurden die Schutzhauben von Draht- und Litzenankern mit Fetten oder Wachsen verfüllt (oft Denso- oder Nontribos-Produkte). Diese Produkte quollen zwar teilweise auch aus den Schutzhauben, verunstalteten das Bauwerk wegen ihrer helleren Farbe aber weniger als Teer oder Bitumen. Zu Beginn der 1990er-Jahre ist die vollständige Verfüllung der Schutzhauben in der Schweiz immer stärker hinterfragt worden. Wegen den grossen Temperaturschwankungen bilden sich nämlich mit der Zeit Hohlräume, die sich mit Kondenswasser füllen. Überdies müssen bei Ankerkontrollen grosse Mengen von Korrosionsschutzmassen entsorgt und wieder eingefüllt werden. Deshalb werden heute bei nicht einbetonierten Ankerköpfen die Schutzhauben nicht mehr verfüllt. Der Ankerkopf wird mit einer geeigneten Schutzmasse bestrichen und die Haube mit einem kleinen Loch gegen Kondenswasseransammlung entlüftet.

4.4.4 Ankerprüfungen

Bedeutung von Ankerprüfungen

Die Tragfähigkeit von Ankern lässt sich nur mit Prüfungen an eingebauten Ankern ermitteln. Zwar haben zahlreiche Fachleute mit theoretischen und empirischen Ansätzen versucht, die Tragfähigkeit von Ankern zu berechnen. Diese Bemühungen sind jedoch alle gescheitert. Deshalb kommt den Ankerprüfungen für die Bemessung der Anker und den Nachweis ihrer Tragfähigkeit eine herausragende Bedeutung zu.

Ankerprüfungen vor 1977

In der Anfangszeit der Ankertechnik war die Prüfung der Anker Sache der Ankerfirmen. Nur in Einzelfällen haben sich besonders engagierte Projektverfasser oder Bauleiter der Prüfung der Anker angenommen. Da noch keine Norm existierte, waren weder Prüfkräfte, Prüfdauer und Prüfkriterien noch die Messgenauigkeit für die Kräfte und Verschiebungen geregelt. Dank des Umstandes, dass bei vorgespannten Ankern bei jedem Anker die Spannvorrichtung montiert werden musste, hatte sich immerhin die Praxis herausgebildet, dass jeder einzelne Anker irgendwie geprüft wurde. Meist hat sich die Prüfung auf ein kurzes "Überspannen" der Anker beschränkt. Die Prüfkraft betrug je nach Fall und Firma etwa 110 bis 130% der Festsetzkraft. Kam der Anker dabei nicht ins "Gleiten", galt seine Tragfähigkeit als erwiesen. Die Beurteilung der Ankertragfähigkeit war somit eigentlich dem einzelnen Spannmeister überlassen.

Ankerprüfungen gemäss Norm SIA 191 (1977)

Im Jahr 1977 ist in der Schweiz die erste Ankernorm erschienen [SIA 1997]. Sie regelte die Ankerprüfungen und führte vier Prüfkriterien ein. Diese Prüfkriterien waren allerdings für eine korrekte Beurteilung des Tragverhaltens der Anker aus heutiger Sicht ungenügend oder gar falsch: Die Bedingung 1 regelte die zulässige Verschiebungszunahme auf der Prüfkraft in Prozent der freien Ankerlänge! Ein 30 m langer Anker durfte somit dreimal stärker kriechen als ein 10 m langer Anker. Die Bedingung 2 regelte das Neigungsverhältnis zwischen der Entlastungs- und der Wiederbelastungsgerade. Diese war derart vage formuliert, dass sie ein schon deutlich über seine Grenzkraft belasteter Anker noch spielend erfüllte. Die Bedingung 3 für die wirksame freie Ankerlänge konnte mit einer nicht eingegrenzten Reibungskraft fast immer leicht eingehalten werden. Die Bedingung 4 für die bleibende Verschiebung blieb mangels präziser Regelung praktisch generell unbeachtet.

Weil die Norm von 1977 für permanente Anker hohe Prüfkraft (140% der Festsetzkraft) und eine minimale Beobachtungszeit von 5 Minuten forderte und erstaunlicherweise für den Erd- druck generell einen Lastfaktor von 1.3 auf Gebrauchsniveau einführte, bewirkte sie trotz der ungenügenden Prüfkriterien, dass die grosse Mehrheit der nach ihr bemessenen und geprüften permanenten Verankerungen aus heutiger Sicht eine angemessene Tragsicherheit aufweist. Über die Tragsicherheit der einzelnen so geprüften Anker ist hingegen keine sichere Aussage möglich. Weist ein Anker auffällige Kraftverluste auf, kann deshalb nicht sicher beurteilt werden, ob er kriecht oder Korrosionsschäden aufweist. Ein wesentliches Verdienst dieser Norm ist, dass sie endlich die sehr erwünschte Vereinheitlichung der Begriffe und der Baupraxis brachte.

Ankerprüfungen gemäss Empfehlung SIA V 191 (1995) und Norm SIA 267 (2003)

In der im Jahr 1995 erschienenen Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995] sind die Mängel der Norm von 1977 [SIA 1977] konsequent eliminiert worden. Insbesondere führte sie echte Kriechkriterien ein, was eine klare Aussage über die Tragfähigkeit jedes einzelnen Ankers erlaubte. Überdies forderte sie für permanente Anker die zusätzliche Prüfung des Korrosionsschutzes mit der elektrischen Widerstandsmessung. Die Norm SIA 267 (2003) [SIA 2003b] übernahm die Regelung der Ankerprüfungen der Empfehlung SIA V 191 unverändert.

Zu beachten ist, dass verschiedene permanente Verankerungen in der Schweiz schon vor Erscheinen der Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995] nicht mehr gemäss der Norm von 1977 [SIA 1977], sondern mit echten Kriechkriterien geprüft worden sind. Die Mängel der Norm von 1977 sind nämlich von einzelnen Firmen und Projektverfassern schon in den 1980er-Jahren erkannt worden. Sie wendeten deshalb die DIN 4125 (Teil 2) [DIN 1976] an, die schon 1976 echte Kriechkriterien eingeführt hatte. Als die dringend nötige Revision der Norm SIA 191 (1977) sich immer weiter verzögerte, hat das Bundesamt für Strassen (ASTRA, damals ASB) die Anker- richtlinien 1993 [ASTRA 1993] herausgegeben, die die Empfehlung SIA V 191 weitgehend vor- wegnahm und auch bereits die elektrische Widerstandsmessung zur Prüfung des Korrosions- schutzes - allerdings erst am nicht gespannten Anker - einführte.

4.4.5 Überwachung von verankerten Bauwerken

Parallel mit der Entwicklung der Ankertechnik und mit dem steigenden Bewusstsein für die Bauwerkserhaltung im Allgemeinen haben sich Bedeutung, Methoden und Anwendungspraxis für die Überwachung von verankerten Bauwerken in den letzten 50 Jahren stark gewandelt.

Eine direkte Überwachung der Anker(kräfte) wurde erst mit der Einführung der Freispielanker (je nach System zwischen 1968 und 1977) überhaupt möglich. Aber auch eine indirekte Über- wachung von Verankerungen beschränkte sich bis etwa 1975 im besten Fall auf die Anordnung einiger geodätischer Messpunkte. Folgemessungen fanden - wenn überhaupt - nur sporadisch statt. Ihre Auswertung bestand in der Regel in unübersichtlichen Tabellen ohne konkrete Aus- sagekraft.

Gegen Ende der 1970er-Jahre wurde von einzelnen Fachleuten die Wichtigkeit der Überwachung von permanent verankerten Bauwerken erkannt. Gleichzeitig wurden die technischen Möglichkeiten für ihre Überwachung markant verbessert:

- Es wurden hydraulische, mechanische und elektrische Kraftmessdosen entwickelt, die zum Teil eine hohe Messgenauigkeit und Langzeitstabilität aufwiesen (Im Gegensatz zu den ersten hydraulischen Manometern, die anstelle von Ankerkraftänderungen eher Temperaturschwankungen gemessen haben!).
- Es wurden zunächst mechanische, später auch elektrische Extensometer entwickelt, mit denen erstmals auch differenzielle Verschiebungen im Baugrund erfasst werden konnten.
- 1975 wurden hochpräzise, in Amerika entwickelte Inklinometer in der Schweiz eingeführt, welche eine kontinuierliche Erfassung der Baugrundverschiebungen ermöglichten (durchgehendes Verschiebungsprofil).

Bis gegen Ende der 1980er-Jahre wurden diese wertvollen technischen Überwachungsmöglichkeiten jedoch nur in Ausnahmefällen von besonders interessierten Fachleuten eingesetzt, obwohl schon die Norm SIA 191 von 1977 [SIA 1977] für permanente Verankerungen "Verschiebungsmessungen am Bauwerk und Dauerkontrollen der Anker" forderte. Erst mit der Einführung des Überwachungsplanes mit der Normengeneration von 1989 (Norm SIA 160 [SIA 1989c] und Norm 162 [SIA 1989c]), mit den ASB-Ankerrichtlinien 1993 [ASTRA 1993] und schliesslich mit Empfehlung SIA V 191 [SIA 1995], die für alle verankerten Bauwerke eine Überwachung forderten, wurde die Anordnung von Überwachungseinrichtungen (Mess- und Kontrollanker, Inklinometer und/oder Extensometer und geodätische Messpunkte) bei verankerten Bauwerken zum Stand der Technik. Die ASB-Ankerrichtlinien 1993 forderten auch erstmals, dass Kraftmessdosen ersetzbar sein müssen, was bei verschiedenen Systemen Konstruktionsänderungen erforderte. Der Einsatz von elektrischen Überwachungseinrichtungen (Kraftmessdosen und Extensometer) ermöglicht überdies eine Fernablesung der Daten über Messkabel und sogar eine automatische Datenerfassung und -übermittlung ins Büro. Kombiniert mit Meldewerten und einer Alarmanlage kann dies zur Überwachung heikler Bauzustände wertvoll sein.

Parallel zu dieser Entwicklung hat sich auch die Bedeutung der Überwachung von verankerten Bauwerken entscheidend gewandelt. Zu Beginn wurden Überwachungsmassnahmen primär mit dem Ziel angeordnet, die langfristige Tragfähigkeit der Anker zu überwachen bzw. nachzuweisen. Mit den Erkenntnissen über das langfristige Tragverhalten von Ankern (Kriechgesetz) und ihrer Umsetzung bei der Ankerprüfung [ASTRA 1993, SIA 1995] ist dieses Überwachungsziel praktisch bedeutungslos geworden. Es kann nur noch in Ausnahmefällen, zum Beispiel bei sulfathaltigem Bergwasser, das den Zementstein angreift, von Interesse sein.

Bei mit echten Kriechkriterien geprüften Verankerungen besteht das Überwachungsziel vielmehr in der frühzeitigen Erfassung von Korrosionsschäden und - besonders bei Rutschhang- und Felssicherungen - in der Beurteilung, ob die eingesetzten Ankerkräfte ausreichen (Beobachtungsmethode). Mit der Einführung des umfassenden Korrosionsschutzes, dessen Wirksamkeit mit der elektrischen Widerstandsmessung I überprüft werden kann, steht überdies ein zusätzliches Überwachungsmittel zur Verfügung.

Ein nach den aktuellen Normen erstelltes verankertes Bauwerk, das an repräsentativen Stellen mit geeigneten Überwachungseinrichtungen ausgestattet ist, erfordert demzufolge einen viel geringeren Überwachungsaufwand als ein älteres verankertes Bauwerk.

4.4.6 Gefährdung von heute in der Schweiz zugelassenen Ankersystemen

Mit der Entwicklung des umfassenden Korrosionsschutzes, dessen Wirksamkeit an jedem fertig gespannten Anker mit der elektrischen Widerstandsmessung I überprüft wird, sind alle im **Kapitel 4.4.2** beschriebenen Schwachstellen überprüfbar behoben worden. Gleichzeitig wird durch die elektrische Isolation der Anker von Baugrund und Bauwerk die Gefährdung der Anker durch Streuströme oder Makroelementbildung zwischen Ankerstahl und Tragwerksbewehrung verhindert. Die im Anker eingebauten Materialien werden bei der Zulassung auf ihre Eignung und gegenseitige Verträglichkeit überprüft. Ihre Qualität wird durch Eigen- und Fremdüberwachung sichergestellt. Durch den Überwachungs- und Unterhaltsplan wird die periodische Inspektion der Ankerköpfe und die gegebenenfalls nötige Erneuerung des äusseren Ankerkopfschutzes gewährleistet.

Wenn die Anker bei der Abnahme die normgemässen Anforderungen, insbesondere jene an den Korrosionsschutz, erfüllen, sind nur noch folgende Gefährdungen denkbar:

- Vorschädigungen des Spannstahles durch unsachgemässe Lagerhaltung. Dieser Gefährdung müssen die Ankerfirmen und ihre Fremdüberwachung die nötige Beachtung schenken.
- Eindringen von saurem Regenwasser in die Monolitzen auf der Baustelle in der Zeit zwischen dem Ankereinbau und dem Anbringen des definitiven Ankerkopfschutzes (innere und äussere Ankerkopfinjektion, äusserer Ankerkopfschutz inkl. Schutzhaube). Dieser Gefährdung, die zu Spannungsrisskorrosion am Spannstahl führen kann, ist durch die Ankerfirmen und die Bauleitung durch einen konsequenten Schutz der Litzen in jeder Bauphase noch vermehrt zu begegnen. Zu beachten ist, dass im Anker eingeschlossenes Wasser durch die elektrische Widerstandsmessung nicht erkannt wird.
- Schädigung der Kunststoffumhüllung durch besonders aggressive Chemikalien im Baugrund. Nach heutigem Kenntnisstand ist eine solche Schädigung nur in Ausnahmefällen, z.B. in der Umgebung von Sondermülldeponien möglich.

4.5 Überprüfung von verankerten Bauwerken und Massnahmen zur Instandsetzung

4.5.1 Überprüfung bestehender Verankerungen

Zur Beurteilung der Tragsicherheit und der Funktionstüchtigkeit und Intaktheit von bestehenden Verankerungen sind in der Regel die Ermittlung der vorhandenen Ankerkraft und die Durchführung einer speziellen Spannprobe erforderlich. Die Möglichkeiten und das zweckmässige Vorgehen bei der Prüfung von bestehenden Verankerungen sind sehr stark von den technischen Gegebenheiten abhängig. Die ASTRA-Richtlinie 1999 "Boden- und Felsanker" [ASTRA 1999] enthält dazu konkrete und detaillierte Angaben.

Bei der Zustandserfassung und Beurteilung von Ankern muss die mögliche ungenügende Dauerhaftigkeit und Korrosionsschutzwirkung von plastischem Füllgut (Korrosionsschutzmasse) bzw. die Möglichkeit von systematischen Mängeln beachtet werden.

Generell lässt sich sagen, dass bei Vollverbundankern in der Regel keine aussagekräftige Prüfung möglich ist, bei Freispielankern aus den 1970er- und 1980er-Jahren umfangreiche Prüfungen erforderlich sind, bei modernen, umfassend korrosionsgeschützten Ankern hingegen sogar auf Prüfungen verzichtet werden kann, wenn die Überwachungseinrichtungen ausreichend konzipiert sind (**Kapitel 4.4.5**).

In die Überprüfung von Verankerungen sind überdies immer auch weitere mögliche Gefährdungsbilder einzubeziehen wie z.B. die Problematik des höher steigenden Permafrostbereichs bei Seilbahnen im Hochgebirge, sekundäre Schäden wegen der Alkali-Aggregat-Reaktion des Betons (**Bild 4.24**) oder seit der Erstellung erfolgte Nutzungsänderungen oder bauliche Eingriffe.

Weiter ist zu beachten, dass im Falle von Spannstahlbrüchen Personen (Verkehrsteilnehmer) oder Sachen (Bahn, Bauten etc.) durch wegfliegende Ankerteile gefährdet werden können. Solche Risiken sind durch entsprechende Massnahmen am oder vor dem Ankerkopf zu eliminieren.



Bild 4.24 Risse im Beton einer Verankerung wegen der Alkali-Aggregat-Reaktion und dadurch Wassereintrag in den Ankerkopfbereich und Korrosion am Ankersystem.

4.5.2 Instandsetzung von Verankerungen

Abgesehen von der Erneuerung bzw. Verbesserung des äusseren Ankerkopfschutzes, besteht in aller Regel keine Möglichkeit zur Instandsetzung einzelner Anker. Dies gilt auch - zumindest aus Gründen der Wirtschaftlichkeit - wenn die Schäden auf den Ankerkopf und den unmittelbaren Bereich dahinter konzentriert sind.

Das einzige Objekt, bei dem rund 150 Anker im Kopfbereich instand gesetzt worden sind, muss als Spezialfall und Ausnahme von der Regel betrachtet werden (Seelisbergtunnel Norportal, **NW-01**). Diese Massnahme erwies sich nur deshalb als wirtschaftlich, weil es sich um eine reine Felssicherung handelte (Krafteinleitung direkt in den Fels und nicht über ein Tragwerk) und weil gleichzeitig eine Verstärkung vorgenommen wurde, so dass die Sicherheit im Bauzustand durch die Zusatzanker gewährleistet werden konnte.

Die Instandsetzung von bestehenden Verankerungen kann im Normalfall nur mit Ersatzmassnahmen erfolgen. Weil meist keine Reservestandorte für Ersatzanker zur Verfügung stehen, erfordern Ersatzmassnahmen in der Regel zusätzliche Betonkonstruktionen zur Platzierung von Ersatzankern oder aber einen grundlegenden Umbau des Bauwerkes (Ersatz der Anker durch Gewicht oder andere Widerstandselemente wie z.B. Bohrpfähle). Aufgrund der bisherigen Erfahrungen erweist sich die Anordnung von (umfassend korrosionsgeschützten) Ersatzankern auf zusätzlichen Betonkonstruktionen meist als die wirtschaftlichste, sicherste und am schnellsten realisierbare Lösung.

Als typisches Beispiel für einen Ankerersatz kann der Felsanschnitt der A1 am Born angeführt werden (**SO-01**). Die 56 in den Jahren 1969/1970 eingebauten BBRV-Anker wurden im Winter 1998/1999 aus Sicherheitsgründen ersetzt [Rieder 2003]. Einerseits bestanden bei diesen nicht überprüfbaren Vollverbundankern Zweifel an der Verlässlichkeit des Korrosionsschutzes und andererseits konnte für den möglichen hohen Wasserdruck nach starken Regenfällen keine genügende Tragsicherheit nachgewiesen werden.

Literaturverzeichnis

- ACI 1998** Corrosion and repair of unbonded single strand tendons, Report by ACI Committee 423, ACI 423.4R-98, American Concrete Institute, Michigan, USA, 1998.
- Aïtcin 2004** P.-C. Aïtcin and A. Neville, Water-cement ratio and strength, Concrete International, January 2004, p. 10-13.
- Aktan 2002** H.M. Aktan, Y. Koyuncu and Th. Ahlborn, Inspection based health monitoring of prestressed concrete bridges, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 15, p. 141-160.
- Ali 2004** M.G. Ali and A.R. Maddocks, Evaluation of corrosion of prestressing steel in concrete using non-destructive techniques,
[http://www.ghd.com.au/aptrixpublishing.nsf/AttachmentsByTitle/PP+EvaluationofCorrosion+PDF/\\$FILE/NDTPaper+for+CIA.pdf](http://www.ghd.com.au/aptrixpublishing.nsf/AttachmentsByTitle/PP+EvaluationofCorrosion+PDF/$FILE/NDTPaper+for+CIA.pdf).
- Andersen 1999** H. Andersen, D.L. Hommel, E.M. Veje, Emergency rehabilitation of the Zárate-Brazo Largo bridges, Argentina, Cable-stayed bridges – Past, present and future, IABSE Conference, Malmö 1999, IABSE Reports, Vol. 82, 1999, p. 157-158.
- Aoyama 2002** T. Aoyama, H. Seki, M. Abe and K. Ikawa, Mechanical performance of pre-tensioned prestressing concrete beams with 10 years cathodic protection under marine environment exposure, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 8, p. 177-182.
- ASBI 2000** Interim statement of grouting practices, American Segmental Bridge Institute, Grouting Committee, December 4, 2000,
http://www.asbi-assoc.org/pdf/ASBI_grouting_comittee.pdf.
- ASBI 2004** W.N. Nickas, A. Schokker and C.L. Freyermuth, ASBI Letter to the Editor of Civil Engineering Magazine in response to the article, "Enduring Strength" in the September 2003 issue of Civil Engineering,
http://www.asbi-assoc.org/menu.cfm?dir=tech_report&page=index.
- ASTRA 1993** Richtlinie für permanente Boden- und Felsanker, Bundesamt für Strassenbau (ASTRA), 1993.
- ASTRA 1999** Boden- und Felsanker, Teil 1 Einsatz vorgespannter Boden- und Felsanker; Teil 2 Erhaltung verankerter Bauwerke, Richtlinie Bundesamt für Strassen (ASTRA), 1999.
- ASTRA 2001** Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten, Richtlinie Bundesamt für Strassen (ASTRA) und Schweizerische Bundesbahnen (SBB AG), 2001.
- Ayats 2002** J. Ayats, A. Gnägi und B. Elsener, Electrical isolation as enhanced protection for post-tensioning tendons in concrete structures, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 9, p. 169-176.
- Bänziger 1994** D.J. Bänziger, Brandfall an Brücke – Lehren aus Unfall Lehnenviadukt Beckenried (N2), Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 4, 1994, S. 35-40.
- Barley 2004** A.D. Barley, The failure of a twenty-one year old anchored sheet pile quay wall on the Thames, <http://www.sbmastsystems.com/anchorman/pdfs/GATP10.pdf>.
- BAST 1998** J. Krieger, M. Krause und H. Wiggerhauser, Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmethode für Betonbrücken, Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen (bast), Heft B 18, 1998.

- BAST 2000** P.J. Gusia und F. Grossmann (Teil 1) sowie G. Ivanyi, W. Buschmeyer und H.-G. Winter (Teil 2), Ausführungsqualität von Stahl- und Spannbetonbauwerken an Bundesfernstrassen – Erfassung und Auswertung, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 795, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Strassenbau und Strassenverkehr, Bonn, 2000.
- BAST 2002** M. Krause, H. Wiggenhauser und J. Krieger, Materialtechnische Untersuchung beim Abbruch der Talbrücke Haiger – Durchführung von Ultraschall- und Impakt-Echo-Messungen, Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 38, 2002.
- BauPG 1999** Bundesgesetz über Bauprodukte (BauPG) (SR 933.0) vom 8. Oktober 1999 und Verordnung über Bauprodukte (BauPV) (SR 933.01) vom 27. November 2000.
- Beitelman 2000** T.E. Beitelman, Tensile test results of post tensioning cables from the Midbay Bridge, <http://www.dot.state.fl.us/structures/posttensioning/Tensile%20Test%20Results%20of%20Post%20Tensioning%20Cables%20From%20the%20Midbay%20Bridge.pdf>.
- Bergamini 2002a** A. Bergamini und M. Motavalli, Labor- und Felduntersuchungen von Brückenseilsystemen durch die EMPA, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib, S. 44-47.
- Bergamini 2002b** A. Bergamini, Nondestructive testing of stay cables – Field experience in south east Asia, Proc. 3rd World conference on structural control (3WCSC), Como, Italy, Editor: Fabio Casciati, Wiley, 2002, Volume 2, pp1157-1164.
- Bergamini 2004** A. Bergamini und R. Christen, Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 2000/428 (93/00), Bericht VSS Nr. 574, Mai 2004.
- Bertolini 2004** L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri and R. Polder, Corrosion of steel in concrete - Prevention, diagnosis and repair, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, 2004.
- Bertram 2002** D. Bertram, U. Hartz, B. Isecke, D. Jungwirth, H.-U. Litzner, S. Manleitner, U. Nürnberger, H. Riedinger, G. Rustler und P. Schiessl, Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 97, H. 5, 2002, S. 236-238.
- BISE 1963** Bayrischer Industrieverband Steine und Erden e.V., Schadensfälle an Decken aus vorgefertigten Spannbetonbauteilen, Betonstein-Zeitung, Heft 1, 1963, S. 9-10.
- Bodi 2002** I. Bodi, E. Klopka and Z. Klopka, Numerical simulation of the failure mechanism of corroded dry butt-joined post-tensioned beams, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 13, p. 397-402.
- Böhni 1975a** H. Böhni, Die Wasserstoffversprödung bei Spannstählen, Werkstoffe und Korrosion, Vol. 26, Nr. 3, 1975, S. 199-207.
- Böhni 1975b** H. Böhni, Risskorrosionserscheinungen an Spannstählen, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 93, H. 39, 1975, S. 130-133.
- Bournand 2002** Y. Bournand, Enhancing the durability of stay cable, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 11, p. 21-26.
- Breen 2004** J. Breen, Persönliche Mitteilung an P. Matt, März 2004.
- Brühwiler 2003** E. Brühwiler und Ch. Menn, Stahlbetonbrücken, 3. Auflage, Springer Verlag, 2003. Erste Auflage 1986 unter [Menn 1986].

- Bucko-wiecki 1968** A. Buckowiecki, Korrosionsuntersuchungen mit Vorspanndrähten, Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik, Vol. 34, H. 12, 1968, S. 1-11.
- Budelmann 2003** H. Budelmann, Monitoring von Betonbauwerken, 15. Internationale Baustofftagung, 24.-27. Sept. 2003, F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus – Universität Weimar, 2-0219 – 2-0228.
- BV 1982** Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken Ursachen und Erkenntnisse, Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Strassenbau, Dokumentation 1982.
- BV 1990** Erhaltungsarbeiten an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken von Strassen, Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Strassenbau, Dokumentation 1990.
- BV 1994** Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken Ursachen und Erkenntnisse, Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau, Dokumentation 1994.
- BV 1998** Richtlinien für Betonbrücken mit externen Spanngliedern, Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau, Ausgabe 1998, Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5258 – Vers. 07/97, 1998.
- BV 1999** Allgemeines Rundschreiben Strassenbau Nr. 17/1999, Sachgebiet 05.4: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten, Spannbetonbrücken – Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern, 8. Juli 1999, Verkehrsblatt-Dokument, Amtlicher Teil, Heft 16, 1999.
- Cantine 2004** Unveröffentlichte Baustellendokumentation von VSL (Schweiz) AG und ARGE „Viadotto delle Cantine“, 2003/2004.
- Casas 2004** J.R. Casas, Structural health monitoring of post-tensioned bridges and structures based on fiber optics, 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, July 7-9, 2004, Munich, Germany.
- CEN 1996** EN 445 bis 447, Einpressmörtel für Spannglieder – Prüfverfahren, Einpressverfahren und Anforderungen für übliche Einpressmörtel, 1996. Zurzeit werden diese Normen revidiert.
- CEN 1999** SN EN 1537, Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau – Verpressanker), 1999.
- CEN 2000** SN EN 12696, Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton, 2000.
- CEN 2002** prEN 10138-1, Spannstähle – Teil 1: Allgemeine Anforderungen, Entwurf Sept. 2002.
prEN 10138-2, Spannstähle – Teil 2: Draht, Entwurf Okt. 2002.
prEN 10138-3, Spannstähle – Teil 3: Litze, Entwurf Sept. 2002.
prEN 10138-4, Spannstähle – Teil 2: Stab, Entwurf Sept. 2002.
- CEN 2003a** prEN 1993-1-11, Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 11 : Design of structures with tension components, Draft February 2003.
- CEN 2003b** EN 523, Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder – Begriffe, Anforderungen, Güteüberwachung, 2003. Die Prüfverfahren sind in der Normenreihe EN 524-1 bis -6 geregelt.
- CEN 2003c** CWA 14646, Requirements for the installation of post-tensioning kits for prestressing of structures and qualification of the specialist company and its personnel, CEN Workshop Agreement, January 2003.
- Chadi 1994** A. Chadi, Surélévation du barrage de Zardézas – Désordres constatés, Congrès International des Grands Barrages à Durban, 1994, pp. 560-562.

- Christen 2003** R. Christen, A. Bergamini, and M. Motavalli, Three-dimensional localization of defects in stay cables using magnetic flux leakage methods, *Journal of Nondestructive Evaluation*, Vol. 22, No. 3, September 2003, p. 93-101.
- Concrete 1996** Durable post-tensioned concrete bridges, Technical report No. 47, 1st edition, The Concrete Society, Crowthorne, UK, 1996.
- Concrete 2002** Durable post-tensioned concrete bridges, Technical report No. 47, 2nd edition, The Concrete Society, Crowthorne, UK, 2002.
- Cook 2000** D.C. Cook and A.C. van Orden, The Luling bridge: an inside story, NACE, Corrosion 2000, Paper 00449.
- Cornut 2004** R. Cornut, Persönliche Mitteilung an P. Matt am 23. Mai 2004.
- Corven 2001** Corven Engineering, Inc., Mid-Bay bridge post-tensioning evaluation, Febr. 8, 2001.
- CUR 1971** Cases of damage due to corrosion of prestressing steel, Netherlands committee for concrete research, CUR, Report 49, 1971.
- Daly 1999** A.F. Daly, Modelling of deterioration in bridges, 1st draft, Brime PL97-2220, European Commission, 4th Framework programme, Deliverable D11, March 1999, <http://www.trl.co.uk/brime/d11.pdf>.
- DIBT 1998** Ortung von Spannstaahlbrüchen in metallischen Hüllrohren, Abschlussbericht zum Forschungsauftrag des DIBT, AZ.: IV 1-5-672/92, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT) und TU Berlin, Fraunhofer IRB Verlag, T 2827, 1998.
- DIN 1976** DIN 4125 – Teil 2, Erd- und Felsanker – Verpressanker für dauernde Verankerungen (Daueranker) im Lockergestein – Bemessung, Ausführung und Prüfung, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Februar 1976. Diese Norm wurde durch die DIN 4125, Kurzzeitanker und Daueranker – Bemessung, Ausführung und Prüfung, Ausgabe November 1990, abgelöst.
- DRD 1997** Main cables on suspension and cable-stayed bridges – Corrosion protection and inspection, The Danish Road Directorate, August 1997.
- DSI 2001** DYWIDAG-Systems International, Vacuum grouting successfully introduced as a new standard in the USA -Repair of the Mid-Bay Bridge, Okaloosa Co., Florida, USA, <http://www.dywidag-systems.com/docs/europe.php?group=F&content=F3.3>.
- Eibl 1998** J. Eibl, Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Vorträge anlässlich des Workshops "Externe und verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken" an der Universität Fridericiana Karlsruhe (TH) vom 5. bis 7. Okt. 1998, Ernst & Sohn, 1998.
- Eichinger 2000a** E.M. Eichinger, J. Diem and J. Kollegger, Assessment of post-tensioned tendons in Vienna's road bridges, 16th Congress of IABSE, Lucerne, 2000, paper no. 105.
- Eichinger 2000b** E. Eichinger, J. Diem and J. Kollegger, Bewertung des Zustandes von Spanngliedern auf der Grundlage von Untersuchungen an Massivbrücken der Stadt Wien, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Heft 1, TU Wien, 2000.
- Eichinger 2001** E. Eichinger, J. Diem and J. Kollegger und E. Winter, Zustand von Spanngliedern in Strassenbrücken, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 96, Heft 12, 2001, S. 748-758.
- Elices 2004** M. Elices, J. Ruiz and J.M. Atienza, Influence fo residual stresses on hydrogen embrittlement of cold drawn wires, *Materials and Structures*, Vol. 37, June, 2004, p. 305-310.
- Elliott 1996** J.F. Elliott, Monitoring prestressed structures, *Civil Engineering*, July, 1996, p. 61-63.

- Elliott 1999** J.F. Elliott, Continuous monitoring of bridges, International bridge conference 1999, Pennsylvania IBC-99, p. 70. Zitiert aus [Paulson 2003].
- Elliott 2004** J. Elliott and D.J. McCarthy, Continuous Monitoring of existing prestressed concrete structures: application & results.
http://www.soundprint.com/about_soundprint/technical/buildings4.pdf.
- Elsener 2002** B. Elsener, L. Toller, C.H. Vöute und H. Böhni, Überprüfung des Korrosionsschutzes von Spanngliedern mit Kunststoffhüllrohren, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 1998/105 (90/98), Bericht VSS Nr. 564, Februar 2002.
- EMPA 1984** Köhlbrandbrücke, Rückhalteseile, EMPA-Bericht Nr. 47'719, 11. März 1984.
- EMPA 1993** Temporärer Korrosionsschutz für Vorspanndrähte; Aktennotiz vom 31. Juli 1992, Herrn H. Ziegler, Bericht EMPA Nr. 145256, 11. Mai 1993.
- EMPA 2001** Untersuchung an Spanndrähten, EMPA Prüfbericht Nr. 421550 vom 7. Dez. 2001.
- EMPA 2003** Leitfaden für die Zulassung von Spannsystemen gemäss der ETAG 013 (Guideline for European technical approval of „Post-tensioning kits for prestressing of structures), EMPA, 2. Entwurf 10. März 2003.
- EMPA 2004a** R. Werner, M. Faller, P. Richner und P. Matt, Temporärer Korrosionsschutz von Spanngliedern – Wirksamkeit und Praxistauglichkeit (TEKORS), EMPA, Dübendorf, Abteilung Korrosion und Werkstoffintegrität, Forschungs- und Arbeitsbericht 14.01, 2004.
- EMPA 2004b** Leitfaden für die technische Zulassung von Ankersystemen gemäss Norm SIA 267, EMPA, 29. Januar 2004.
- EOTA 2002** ETAG 013, Guideline for European technical approval of “Post-tensioning kits for prestressing of structures“, European Organisation for Technical Approvals (EOTA), 2002.
- Esso 1999** Rust-Ban 310, Emulgierbares Korrosionsschutzkonzentrat, Produktdatenblatt, ESSO, Nov. 1999.
- Faber 1998** M.H. Faber, D.L. Hommel and R. Maglie, Aspects of safety and operation of bridges during rehabilitation, Proceedings of the International Symposium on “Advances in operation and management of large infrastructure projects“, Copenhagen, Denmark, 10-13 May 1998, Editors: L.J. Vincentsen and J.S. Jensen, A.A. Balkema, Rotterdam, 1998, p. 177-188.
- Faber 2000** M.H. Faber, Planning of ultra sonic inspections of parallel wire cables, Vortrag anlässlich des 8th ASCE Speciality Conf. on probabilistic mechanics and structural reliability, July 24-26, 2000, University of Notre Dame, South Bend, Indiana (USA). Basis: Artikel von S. Englund und M.H. Faber mit gleichem Titel.
- Faure 2001** P. Faure, F. Goyet et J. Leboeuf, Autoroute A7 – Réhabilitation du pont sur la Drôme, Revue Générale des Routes et Aéroports, no. 793, 2001. p. 48-53.
- FDOT 2001a** Temporary design bulletin DB-C01-1 and commentary, Florida Department of Transportation, February 7, 2001.
- FDOT 2001b** Mid-Bay-Bridge, Post-tensioning evaluation, Final report, Florida Department of Transportation, District 3, Oct. 10, 2001.
- FDOT 2002a** W.H. Hartt and S. Venugopalan, Corrosion evaluation of post-tensioned tendons on the Mid Bay Bridge in Destin, Florida, Final Report, Florida Department of Transportation, April 15, 2002.

- FDOT 2002b** Grouting of bridge post-tensioning tendons – Training manual, Florida Department of Transportation, July 2002.
- FHWA 1993** J. Wagner, W.T. Joung, S. Scheirer and P. Fairer, Cathodic protection developments for prestressed concrete components, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD-92-056, March 1993.
- FHWA 1994** M. Funahashi, J. Wagner and W.T. Joung, Cathodic protection developments for prestressed concrete components, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD-94-001, July 1994.
- FHWA 1998a** Corrosion protection: concrete bridges, Publication No. FHWA-RD-98-088, US Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA), September 1998.
- FHWA 1998b** Cathodic protection field trials on prestressed concrete components, Final report, Publication No. FHWA-RD-97-153, Federal Highway Administration (FHWA), 1998.
- FHWA 2002** Cost of corrosion and preventive strategies in the United States, www.corrosioncost.com/home.html.
- fib 2000** Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning, Technical report, fib, Bulletin 7, January 2000.
- fib 2001a** Factory applied corrosion protection of prestressing steel - State-of-the-art report, fib, Bulletin 11, January 2001.
- fib 2001b** Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001.
- fib 2002** Grouting of tendons in prestressed concrete, Guide to good practice, fib, Bulletin 20, July 2002.
- fib 2003a** Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures, fib, Bulletin 22, March 2003.
- fib 2003b** Influence of material and processing on stress corrosion cracking of prestressing steel – case studies, fib, Bulletin 26, October 2003.
- fib 2004a** Durability specifics for prestressed concrete structures: Durability of post-tensioning tendons, fib Commission 5, Structural service life aspects, TG 5.4.2, Draft March 26, 2004, Grundlagendokument für: Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004, ETH Zürich. Es wird durch die fib publiziert.
- fib 2004b** Proceedings of the “Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons”, 11-12 October 2004, ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich.
- fib 2005a** Acceptance of stay cable systems using prestressing steels, fib, Bulletin 30, January 2005.
- fib 2005b** Post-tensioning in buildings, fib, Bulletin 31, February 2005.
- FIP 1986** Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages, FIP State of the art report, Thomas Telford, London, 1986.
- FIP 1994** FIP / IABSE Conference on cable-stayed and suspension bridges, Proceedings, Deauville, France, October 12-15, 1994.
- FIP 1996** Corrosion protection of prestressing steels, FIP Recommendations, FIP Commission on Prestressing Materials and Systems, 1996.

- FIP 1998** Brittle failure of prestressing steels, Statement by FIP Commission 2 on Prestressing materials and systems, May 1998.
- Firth 1994** I.P.T. Firth, The replacement and transformation of the Wye bridge cable system, Proceedings of the IABSE/FIP Conference on Cable-stayed and suspension bridges, Deauville, France, October 12-15, 1994, Volume 1, 1994, p. 477-485.
- Flint 1994** A. Flint, The strengthening and refurbishment of the Severn suspension bridge, Proceedings of the IABSE/FIP Conference on Cable-stayed and suspension bridges, Deauville, France, October 12-15, 1994, Volume 1, 1994, p. 116-124.
- Forster 1980** M. Forster, Instandsetzung der grossen Naabbrücke in Schwarzenfeld/Bayern – Austausch und Erneuerung einer Seilunterspannung, Firmenzeitschrift Held & Franke (vergriffen), um 1980.
- Frank 2004** K.H. Frank and J.E. Breen, Durability of stay cables, unveröffentlicht.
Hinweis in: Bd&e, Second Quarter 2004, Cable technology – Benefits of modern stay cables not fully recognised, delegates hear, Cable-stayed bridge conference, March 2004, p. 60-61.
- Franz 1980** A. Franz, Die Schäden am Kreuzungsbauwerk Schmargendorf und ihre Bewertung, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, 1980, S. 45-51.
- Freyermuth 1998** C.L. Freyermuth, Durability of segmental box girder bridges – a review of experience in North America, in: J. Eibl, Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Vorträge anlässlich des Workshops “Externe und verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken“ an der Universität Fridericiana Karlsruhe (TH) vom 5. bis 7. Okt. 1998, Ernst & Sohn, 1998, S. 265-275.
- Freyermuth 2001** C.L. Freyermuth, Status of the durability of post-tensioned tendons in the United States in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 43-50.
- Fritsche 2004** T. Fritsche, M. Hennecke, H. Pfisterer und U. Willberg, Die verbundlose interne Längsvorspannung, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 8, 2004, S. 634-641.
- Gehlen 2002** B. Gehlen, O. Nützel, W. Brand und M. Scheibe, Hochfeste Zugglieder im Brückenbau, Anforderungen und Ausführungsbeispiele, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 97, Heft 10, 2002.
- Geymayer 1984** H. Geymayer, Zustand und Verpressung der Kabelstränge bzw. den Einfluss aufgetretener Korrosionserscheinungen auf die statischen und dynamischen Festigkeiten der Spanndrähte, Technische Versuchs- und Forschungsanstalt für Festigkeits- und Materialprüfung TU Graz, 1984.
- Geymayer 1987** H. Geymayer u.a sowie K. Kernbichler u.a., Untersuchungen einer Spannbetonbrücke anlässlich des Abbruchs, Institut für Stahlbeton und Massivbau und des Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt für Festigkeits- und Materialprüfung der TU Graz, 1987.
- Godart 2001** B. Godart, Status of durability of post-tensioned tendons in France, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 25-42.
- Gunkel 1996** P. Gunkel, Zur Korrosionsgefährdung von Spannstahl in Beton mit Hochofenzement, Beton-Information, H. 5, 1996, S. 71-79.

- Gusia 2001** P.J. Gusia und F. Grossmann, Ausführungsqualität von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken an Bundesfernstrassen, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 96, Heft 4, 2001, S. 204-210.
- Hamada 2001** Y. Hamada, Y. Ishikawa, M. Mizoe and T. Miyagawa, Maintenance of prestressed concrete bridges, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 109-120.
- Hamilton 1995** H.R. Hamilton, J.E. Breen and K.H. Frank, Investigation of corrosion protection systems for bridge stay cables, Centre of Transport research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, November 1995.
- Hamilton 1998** H. R. Hamilton, J. E. Breen, K. H. Frank, Bridge stay cable corrosion protection. I: Grout injection and load testing, Journal of bridge engineering, May 1998, p. 64-71. II: Accelerated corrosion tests, Journal of bridge engineering, May 1998, p. 72-81.
- Harder 2001** J. Harder and N.R. Webster, Durability of post-tensioned tendons: Canadian experience, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 51-73.
- Harder 2004** J.A. Harder and D.M. Rogowsky, Inspection and monitoring of buildings with unbonded pre-stressing, www.rjc.ca.
- Haveresch 2000** K.-H. Haveresch, Verstärkung älterer Spannbetonbrücken mit Koppelfugenrissen, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 95, Heft 8, 2000, S. 452-460.
- Haveresch 2004** K.-H. Haveresch, Neue Mischbauweise mit Interner Vorspannung ohne Verbund, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 11, 2004, S. 886-894.
- Heiler 2004** H. Heiler und M. Scheibe, Vorspannung intern, extern, mit und ohne Verbund – Wo liegt das Optimum, was bringt die Zukunft, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 11, 2004, S. 877-885.
- Henriksen 1998** C.F. Henriksen, A. Knudsen and M. Braestrup, Cable corrosion: undetected?, Concrete International, Oct. 1998, p. 69-72.
- Higgins 2005** M. Higgins, Close-up on cables, Bridge design & engineering, First Quarter 2005, p. 67-69.
- Hillemeier 1997** B. Hillemeier, Zerstörungsfreie Prüftechniken im QM-System der Bauwerkserhaltung, Beton-Instandsetzung 97 – Innovation und Dauerhaftigkeit, Fachtagung Innsbruck-Igls, 30. + 31. Januar 1997, Herausgeber: W. Lukas und W. Kusterle, S. 11-19.
- Hillemeier 2004** B. Hillemeier and H. Scheel, Location of prestressing wire breaks with the remanent magnetism method – Recent developments: Application to highly reinforced concrete members and fast location of prestressing wire breaks in bridge decks and parking lots, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 139-151.
- Holley 2004** M. Holley, Continuous acoustic non-destructive evaluation of prestressing concrete structures, http://www.soundprint.com/about_soundprint/technical/pipe5.pdf.
- Hugenschmidt 2002** J. Hugenschmidt, Assessment of the condition of bridges with ground-penetrating radar (GPR), EMPA Activities 2002, p. 34-35.
- Hugenschmidt 2005** J. Hugenschmidt, Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken, Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag AGB 2000/553 (90/00), Bericht VSS Nr. 582, 2005.

- Hughes 1989** G.W. Hughes and W.K. Wheeler, Cable-stayed bridges, Report on study tour of North America, 23 Nov – 11 Dez 88, Roads and Traffic Authority New South Wales, February 1989.
- Hundt 1983** J. Hundt und M. Tzschätzsch, Die Kongresshalle in Berlin-Tiergarten – Schlussfolgerungen aus einem Schadenfall, Die Bautechnik, 6, 1983, S. 185-189.
- Hunkeler 1987** F. Hunkeler und F. Stalder, Streustromschutzmassnahmen an Fels- und Bodenankern, Schweizer Ingenieur und Architekt, 105, 1987, Heft 33-34, S. 978-983.
- Hunkeler 1988** F. Hunkeler, Massnahmen während der Projektierung, Ausführung und Nutzung am Beispiel von Permanentankern, SIA-Tagung Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 1: Zerstörungsfreie Prüfung an Stahlbetonbauwerken, 20. Jan. 1988, SIA D 020, 1988, S. 15-25.
- Hunkeler 1994** F. Hunkeler, Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten, Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag 86/90, Bericht VSS Nr. 510, 1994.
- Hunkeler 1998** F. Hunkeler, H. Ungricht und P. Matt, Korrosionsschäden an Spannstählen in Spannriegeln und vorgespannten Boden- und Felsankern, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 86/95, Bericht VSS Nr. 534, 1998. Vergriffen: Siehe Hinweise im **Kapitel 1.1**.
- Hunkeler 1999** F. Hunkeler, H. Ungricht und P. Matt, Korrosionstechnische Untersuchungen an Elementträgern, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 1/2, 1999, S. 9-12.
- ICE 1997** Ground anchorages and anchored structures, Proc. Intern. Conf. organised by the Institution of Civil Engineers, London, 20-21 March 1997, Edited by G.S. Littlejohn, Thomas Telford Publishing, London, 1997.
- Int 2004a** <http://www.bridgeweb.com/news/NewsDetails.cfm?ArticleID=115>
<http://www.cnn.com/2000/US/05/21/walkway.collapse.07/>
<http://www.salisburypost.com/2000may/052600b.htm>
- Int 2004b** <http://www.goanews.com/10jun97.htm>
- Int 2004c** 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, July 7-9, 2004, Amazeum Conference Centre at Deutsches Museum, Munich, Germany.
<http://atlas-conferences.com/cgi-bin/abstract/canb-63>
- Int 2004d** Diepoldsau Online, www.diepoldsau.ch.
- Int 2004e** <http://128.42.22.5/scripts/bridges/display/bridgepagelite.asp?bridge=luling&opennew=2&images=1>, http://www.greenvillebridge.com/2c2b_boggs04.htm.
- Int 2004f** <http://deutsche-staedte.de/hamburg/koehlbrandbruecke.html>.
- Int 2004g** http://news.xinhuanet.com/english/2004-06/12/content_1521827.htm.
- Int 2004h** http://www.grassl-ing.de/planung/entwuerfe/b_043_d.html
http://www.drk-berlin.de/Archiv_RuT/2000/0500_50_jahre_rk.htm.
- Int 2004i** Expert: Damage not visible prior to walkway collapse,
http://www.news14charlotte.com/content/local_news/Default.asp?ArID=25613&SecID=2.
- Int 2004k** The collapse of the Lance Mitán suspension bridge, Trinidad,
<http://www.seetobago.com/trinidad/sbridge/lmsb1.htm>.

- Isecke 1995** B. Isecke, K. Menzel, J. Mietz und U. Nürnberger, Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 90, H. 5, 1995, S. 120-123.
- Isecke 1997** B. Isecke, W. Mahlcke, J. Mietz und J. Rückert, Temporärer Korrosionsschutz von Spannstählen mit filmbildenden Mitteln, Materials and Corrosion, Vol. 48, 1997, S. 613-623.
- Isecke 1998** B. Isecke, Kritische Beurteilung neuer Spannstahlentwicklungen – Dokumentation der vorhandenen Erkenntnisse, Deutscher Beton Verein e.V., DBV 171, April 1998.
- Isecke 2003** B. Isecke, J. Mietz und K. Schütt, Temporärer Korrosionsschutz von Spannstählen in unverpressten Hüllrohren, Materials and Corrosion, Vol. 54, 2003, S. 413-418.
- Iványi 2002** G. Iványi und W. Buschmeyer, Erhaltungszustand von Spannbetonbrücken - Statistische Analyse der Bestandsaufnahme – Teil 1: Strasse + Autobahn, Heft 5, 2002, S. 256-263. Teil 2: Strasse + Autobahn, Heft 6, 2002, S. 310-314.
- Jaeger 1996** B.J. Jaeger, M.J. Sansalone and R.W. Poston, Detecting voids in grouted tendon ducts of post-tensioned concrete structures using the impact-echo method, ACI Structural Journal, July-August 1996, p. 462-473.
- Jones 1997** D. L. Jones, Corrosion – Establishing the limits of acceptability in: G.S. Littlejohn, Ground anchorages and anchored structures, Proc. Intern. Conf. organised by the Institution of Civil Engineers, London, 20-21 March 1997, Thomas Telford Publishing, London, 1997, p. 384-392.
- Jungwirth 1986** D. Jungwirth, E. Beyer, und P. Grübl, Dauerhafte Betonbauwerke - Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis, Beton-Verlag, 1986.
- Kamada 2002** T. Kamada, T. Wakayama, H. Kitazono, K Imao and K. Rokugo, Evaluation of grouting condition in tendon ducts of prestressing concrete members by impact elastic-wave methods, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 15, p. 93-100.
- Kelley 2002** G.S. Kelley, Guidelines for evaluation of a structure with unbonded post-tensioned tendons, Concrete International, August 2002, p. 79-85.
- Kesner 1996** K. Kesner and R.W. Poston, Unbonded post-tensioned concrete corrosion: myths, misconceptions and truths, Concrete International, July 1996, p. 27-32.
- Klein 2000** J. Klein, H. Lobert und R. Dix, Ultraschallprüfungen der Endbereiche der Paralleldrahtbündel zweier südamerikanischer Schrägseilbrücken, Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung, DACH-Jahrestagung 2000, 29.-31. Mai 2000, S. 347-358.
- Kniess 1986** H.-G. Kniess, Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern, Mitt.-Bl.d.BAW, Nr. 58, 1986, S. 131-167.
- Klisowski 1996** S. Klisowski and W.H. Hartt, Qualification of cathodic protection for corrosion control of pretensioned tendons in concrete in: Corrosion of reinforcement in concrete construction, SCI, Cambridge, Eds: C.L. Page, P.B. Bamforth and J.W. Figg, Elsevier Applied Science, London and New York (1996), p. 354-368.
- König 1996** G. König, N.V. Tue und Th. Bauer und D. Pommerening, Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 469, 1996.
- Kondo 2002** K. Kondo, S. Ishikawa, M. Yamashida and K. Murakami, Repair and reinforcement of the Oyakawa bridge and two other bridges, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 8, p. 311-318.

- Kordina 1979** K. Kordina, Schäden an Koppelfugen, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1979, S. 95-100.
- Korte 1988** K. Korte, Vision oder bald Wirklichkeit: Brückeneinsturz in Mannheim?, bausubstanz, 5, 1988, S. 8-11 und 72.
- Kuhn 1991** B.A. Kuhn, Permanente Einstabanker – Praktische Erfahrungen im Kanton Zürich, SI+A, Nr. 9, 1991, S. 197-200.
- Lafitte 1978** R. Lafitte et F. Vuilleumier, Tirants de précontrainte pour la surélévation du barrage des Zardézas (Algérie), SIA Dokumentation Nr. 27, Studientagung Boden- und Felsanker vom 21./22. April 1978, S. 1-10.
- Lecinq 2004** B. Lecinq, Recent research in France for the improvement of cement grouting, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 85-99.
- Leonhardt 1955** F. Leonhardt, Spannbeton für die Praxis, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1955.
- Leonhardt 1973** F. Leonhardt, Spannbeton für die Praxis, Dritte, berichtigte Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- Little 2001** B. Little and R. Staehle, Fungal influenced corrosion in post-tensioned structures, The Electrochemical Society, Interface, Winter, 2001, p. 44-48.
- Liu 2004** W. Liu, R. Hunsperger, M. Chajes and Eric Kunz, An overview of corrosion damage detection in steel bridge strands using TDR, <http://www.ee.udel.edu/~hunsperg/corrosion/Evanston2001.pdf>.
- MatPer 2002** Corrosion costs and preventive strategies in the United States, Supplement to Materials Performance, July 2002.
- Matt 1989a** P. Matt, Korrosionsprobleme bei Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern, Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 4, Anker und Spannkabel, Studientagung vom 4. März 1989, SIA, D 031, 1989.
- Matt 1989b** P. Matt, Zerstörungsfreie Prüfung von Spanngliedern in bestehenden Brückenbauten, Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag Nr. 52/88, Bericht VSS Nr. 170, 1989.
- Matt 1990** P. Matt, Qualitätsgesicherte und überwachte Spannsysteme im Brückenbau, Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag Nr. 81/89, Bericht VSS Nr. 192, 1990.
- Matt 1993** P. Matt, European bridge construction today, Biennial Concrete Conference 1993, Melbourne, Australia, Proceedings, pp. 435-450.
- Matt 1994** P. Matt, Brücken in Spannbeton – Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Spannsystemen, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 21, 1994, S. 390-394.
- Matt 1998** P. Matt, Schäden an Spanngliedern in der Schweiz: ein aktueller Überblick, Veranstaltung TFB 974830, Zustandserfassung und Instandsetzung von Spanngliedern und Ankern, 16. März 1998.
- Matt 2000** P. Matt, F. Hunkeler und H. Ungricht, Durability of prestressed concrete bridges in Switzerland, 16th Congress of IABSE, Lucerne, 2000.
- Matt 2001** P. Matt, Non-destructive evaluation and monitoring of post-tensioning tendons, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 103-108.

- Matt 2002** P. Matt, Neue Entwicklungen bei Spannsystemen in der Schweiz, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib-ch, S. 176-179.
- Mayrbaurl 2000** R.M. Mayrbaurl, Corrosion in suspension bridge cables, 16th Congress of IABSE, Lucerne, 2000, paper no. 199.
- Mehrabi 2004** A. Mehrabi and A. Ciolko, The condition of stay cables is a valuable indicator of the overall health of cable-stayed bridges, Bridge design & engineering, Fourth Quarter 2004, p. 67-69.
- Meiniger 2002** W. Meiniger, 30 Jahre Erfahrung mit Dauerankern, Bauen in Boden und Fels, 3. Kolloquium, 22. und 23. Januar 2002, Technische Akademie Esslingen.
- Menn 1986** Ch. Menn, Stahlbetonbrücken, Springer Verlag, 1986. Anmerkung: 3. Auflage 2003 unter [Brühwiler 2003].
- Merrifield 1997** The execution of ground anchor work: The European standard prEN 1537, in: G.S. Littlejohn, Ground anchorages and anchored structures, Proc. Intern. Conf. organised by the Institution of Civil Engineers, London, 20-21 March 1997, Thomas Telford Publishing, London, 1997, 492-501.
- Miyagawa 2004** T. Miyagawa, S. Nojima, S. Tokumitsu, H. Hosono and M. Tezuka, Present situation of maintenance, assessment and rehabilitation in Japan, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 123-138.
- Müller 1969** H.R. Müller, Korrosion der Stähle, insbesondere der hochwertigen spannbaren Baustähle, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 87, H. 21, 22. Mai 1969, S. 1-7.
- Mutsuyoshi 2001** H. Mutsuyoshi, Present situation of durability of post-tensioned PC bridges in Japan, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 75-88.
- Mutsuyoshi 2004** H. Mutsuyoshi, Y. Hamada, Y. Igo and H. Watanabe, Design concepts for durable prestressed concrete in Japan, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 13-22.
- Nakamura 2000** S. Nakamura, M. Kitagawa, K. Furuya and K. Suzumura, Corrosion performance of new suspension bridge cable protection, 16th Congress of IABSE, Lucerne, 2000, paper no. 058.
- Nakamura 2004** S. Nakamura, K. Suzumura and T. Tarui, Mechanical properties and remaining strength of corroded bridge wires, Structural Engineering International, 1/2004, p. 50-54.
- NCHRP 1998** R. W. Poston and J. P. Wouters, Durability of precast segmental bridges, NCHRP Web Document 15, 1998. <http://www.nap.edu/html/NCHRP15/appendix.html>.
- NCHRP 1999** A.T. Ciolko and H. Tabatabai, Nondestructive methods for condition evaluation of prestressing steel strands in concrete bridges, NCHRP Web Document 23, Final Report, Phase I: Technology Review, March 1999, http://www.cdv.cz/text/projekty/11903/nchrp_w23.pdf.
- NDT 2003** International Symposium (NDT-CE 2003) Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003, September 16-19, 2003 in Berlin, Germany, <http://www.ndt.net/article/ndtce03/index.htm>.

- Nickas 2004** W.N. Nickas, Florida Department of Transportation's pursuit of durable post-tensioned bridges, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 61-83.
- Niki 2004** T. Niki, K. Aoki, H. Hosono, Y. Igo and Y. Hamada, Present situation and developments in Japan on material and construction for durable prestressed concrete structures, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 45-60.
- Noetel 1989** K.-H. Noetel, Korrosionsschutzarbeiten an der Severinsbrücke in Köln, Bautenschutz + Bausanierung, Vol. 12, 1989, S. 15-18.
- Nürnberger 1980** U. Nürnberger, Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Bonn-Bad Godesberg, Heft 308, 1980.
- Nürnberger 1992** U. Nürnberger, Special corrosion problems in post-tensioned structures, 3rd International Workshop on Bridge rehabilitation, Darmstadt, June 14-17, 1992, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin p. 753-766.
- Nürnberger 1995** U. Nürnberger, Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Band 1 und 2, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1995.
- Nürnberger 1997** U. Nürnberger, Einflüsse von Werkstoff und Verarbeitung auf die Spannungsrissskorrosion von Spannstählen, Materials and Corrosion, Vol. 48, 1997, S. 602-612.
- Nürnberger 1998** U. Nürnberger, Studie zu Spannstahlbrüchen, Abschlussbericht zum Forschungsauftrag DBV 210, FMPA, BW, Stuttgart, 1998.
- Nürnberger 1999** U. Nürnberger, Rechtfertigen neuere korrosionsbedingte Schäden im Spannbetonbau ein Infragestellen dieser Bauart? beton, H. 4, 1999, Seite 104-105.
- Nürnberger 2002a** U. Nürnberger, Corrosion induced failures of prestressed concrete structures, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 8, p. 17-28.
- Nürnberger 2002b** U. Nürnberger, Corrosion induced failures of prestressing steel, Otto-Graf-Journal, Vol. 13, 2002, p. 9-25.
- Oertle 1987** J. Oertle und B. Thürlimann, Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel, SI+A, Heft 12, 1987, S. 295-300.
- Ohta 1992** T. Ohta, K. Sakai, M. Obi and S. Ono, Deterioration in a rehabilitated prestressed concrete bridge, ACI Materials Journal, July-August, 1992, p. 328-336.
- Oplatka 1999** G. Oplatka und M. Roth, Zerstörungsfreie Prüfung von mit Kunststoff vergossenen Seilköpfen, Internationale Seilbahnrundschau, Heft 6, 1999, S. 36-39.
- Parry 1997** R. Parry-Davies and E.C. Knottenbelt, Investigations into long-term performance of anchors in South Africa with emphasis on aspects requiring care, in: G.S. Littlejohn, Ground anchorages and anchored structures, Proc. Intern. Conf. organised by the Institution of Civil Engineers, London, 20-21 March 1997, Thomas Telford Publishing, London, 1997, p. 384-392.
- Parsons 2002** Parsons Brinkerhoff Quade & Douglas, Inc., Sunshine Skyway Bridge post-tensioned tendons investigation, Final draft, February 2002: Part 1: General introduction (55 pages). Part 2: Investigation of the high-level approach span piers (180 pages). Appendices A – P (150 pages).

- Paulson 2003** P.O. Paulson, The use of acoustic monitoring to manage concrete structures, International Symposium (NDT-CE 2003) Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003, September 16-19, 2003 in Berlin, Germany, <http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v036/v036.htm>.
- PIARC 1999** Management of post-tensioned grouted duct bridges, PIARC (World Road Association), C 11 Committee on Road Bridges, April 1999.
- PIARC 2001** Socio-economic demands and modifications of bridges, PIARC (World Road Association), Technical committee on Bridges and other structures (C11), 2001.
- Pielstick 2002** B. H. Pielstick, Grouting of segmental post-tensioned bridges in America, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 8, p. 267-274.
- Poston 2004** R.W. Poston and J.S. West, North America strategies for monitoring, maintenance and repair of post-tensioning tendons, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 103-122.
- Powers 2002** R.G. Powers, A.A. Sagüés and Y.P. Virmani, Corrosion of post-tensioned tendons in Florida's bridges, in Teil 1 von [Parsons 2002] enthalten.
- Proverbio 2000** E. Proverbio and G. Ricciardi, Failure of a 40 years old post tensioned bridge near seaside, Conference Eurocorr 2000, 10th- 14th Sept. 2000, IOM, London.
- Proverbio 2001** E. Proverbio, G. Laganà e V. Venturi, Il collasso del ponte S. Stefano: Un esempio estremo di degrado delle strutture in calcestruzzo armato precompresso, L'Edilizia, Vol. 15, No. 3, 2001, p. 32-37.
- Proverbio 2002** E. Proverbio, Private Mitteilung, E-Mail vom 12. Nov. 2002 an Peter Matt.
- PTI 2000** Recommendations for stay-cable design, testing and installation, Post-Tensioning Institute (PTI), 2000.
- Raiss 1995** M. Raiss, Post-tensioned concrete bridges: the UK debate, Concrete, March/April 1995, p. 23-26.
- Rauen 1988** A. Rauen, Der Sonderfall Tonerdeschmelzzement, VDI Berichte Nr. 653, 1988, S. 93-106.
- Reinholdt 1999** P. Reinholdt, E. Veje and J. Kalvslund, Rehabilitation of the Luangwa bridge, IABSE Conference, Malmö 1999, IABSE Reports, Vol. 82, 1999, p. 151-152.
- Rendchen 1977** K. Rendchen, Einpressmörtel für Spannbeton – Vergleich der Vorschriften und Empfehlungen verschiedener Länder, Teil 1: beton, Heft 11, 1977, S. 437-443. Teil 2: beton, Heft 12, 1977, S. 477-482.
- Rieder 2003** U. Rieder, Neuverankerung des Felseinschnittes der A1 am Born, strasse und verkehr, Nr. 6, Juni 2003, S. 28-30.
- Rimboeuf 1980** M. Rimboeuf and Ch. Salzmann, Bridge over the river Azergues, IVBH Kongress, Wien, 1980, Report, p. 27-31.
- Roš 1964** M.R. Roš, Spannbeton – Korrosionsprobleme und Schutzmassnahmen, Neue Zürcher Zeitung, Beilage Technik, Nr. 1715-1718, 22. April 1964.
- Saiidi 2000** M.S. Saiidi, Y. Labia and B. Douglas, Repair and performance of a full-scale pretensioned concrete girder, PCI Journal, March-April 2000, p. 96-105.

- Salcedo 2004** E. Salcedo-Rueda, A.J. Schokker, J.E. Breen and M.E. Kreger, Bond effects of emulsifiable oils used for corrosion protection in post-tensioned tendons, unveröffentlicht. Siehe auch [Schokker 2004].
- Saul 1990** R. Saul and H.S. Svensson, On the corrosion protection of stay cables, Stahlbau, Heft 6, 1990, S. 165-176.
- Schardin 1989** H. Schardin-Liedtke, Spannstahtschäden an Temporärankern mit Stahlzuggliedern aus St 1080/1230, Mitteilung IfBt, 3, 1989, S. 74-76.
- Schiegg 2002** Y. Schiegg, Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten, Diss. ETH Nr. 14583, 2002.
- Schiessl 1996** P. Schiessl, R. Härdtl und J. Moersch, Zur Verwendung von Steinkohleflugasche in Spannbeton für sofortigem Verbund, Bauingenieur, 71, 1996, S. 275-279.
- Schiessl 2000** P. Schiessl, J. Moersch und P. Schröder, Hochofenzement in Spannbeton mit sofortigem Verbund, beton, 9, 2000, S. 512-517.
- Schokker 2004** Schokker, E. Salcedo and J. DeSalvo, Temporary corrosion protection for strand and influence of vibration during setting of grout, http://www.asbi-assoc.org/menu.cfm?dir=tech_report&page=index.
- Schupack 1989** M. Schupack, Unbonded performance, Civil Engineering, October, 1989, p. 75-77.
- Schupack 1994a** M. Schupack, Unbonded tendons – evolution and performance, Concrete International, Dec. 1994, p. 32-35.
- Schupack 1994b** M. Schupack, Post-tensioning tendons after 35 years in a fourteen 36.6 m span bridge, Corrosion and corrosion protection of steel in concrete, Ed.: R.N. Swamy, Sheffield Academic Press, 1994, p. 36-50.
- Schupack 2004** Schupack Suarez Engineers, Di Salvo Ericson Group, 63 Copps Hill Road, Ridgefield, Connecticut 06877, Homepage www.tdeg.com, <http://www.tdeg.com/ssdivision.htm>.
- SGK 1991** C7: Richtlinien für Projektierung, Ausführung und Überwachung des kathodischen Korrosionsschutzes von Stahlbetonbauwerken, Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz, Ausgabe 1991.
- SIA 1968** Norm SIA 162, Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, SIA, 1968.
- SIA 1977** Norm SIA 191 Boden- und Felsanker, SIA, 1977.
- SIA 1978** Boden- und Felsanker – Tirants d'ancrage, SIA Dokumentation Nr. 27, Studientagung vom 21./22 April 1978.
- SIA 1989a** Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 4, Anker und Spannkabel, Studientagung vom 4. März 1989, SIA, D 031, 1989.
- SIA 1989b** Norm SIA 162 Betonbauten und SIA 162/1 Betonbauten – Materialprüfung, SIA, 1989, Revision 1993.
- SIA 1989c** Norm SIA 160 Einwirkungen auf Tragwerke, SIA, 1989.
- SIA 1993** Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten, Merkblatt SIA 2006, SIA, Zürich, 1993.

- SIA 1995** Empfehlung SIA V 191 Vorgespannte Boden- und Felsanker, SIA, 1995.
- SIA 1997** Empfehlung SIA 162/5 Erhaltung von Betontragwerken, SIA, 1997.
- SIA 2003a** Norm SIA 262 Betonbau und SIA 262/1 Betonbau - Ergänzende Festlegungen, SIA, 2003.
- SIA 2003b** Norm SIA 267 Geotechnik und SIA 267/1 Geotechnik - Ergänzende Festlegungen, SIA, 2003.
- SIA 2003c** Norm SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, SIA, 2003.
- Sigrist 1997** V. Sigrist, K. Lüpold und M. Jost, Elektrisch isolierte Spannglieder, SI+A, Nr. 24, 1997, S. 15-17.
- Sodeikat 2004** C. Sodeikat, U. Schönemann, M. Lautz, P. Schiessl und C. Gehlen, Untersuchungen an den Spannverankerungen dreier Strassenbrücken in München, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 4, 2004, S. 278-288.
- Somerville 1996** G. Somerville, Grouted post-tensioned concrete bridges – the current position, Concrete, May/June 1996, p. 22-24.
- Spiegel 1995** "Ein gewisses Gottvertrauen", Der Spiegel, 34, 1995, S. 142-1145.
- Standfuss 1999** F. Standfuss, Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern, Bundesministerium für Verkehr, 1998, beton, H. 4, 1999, Seite 6-7.
- Stamm 1963** H. Stamm, Brief betr. der Einstürze von Stalldecken und der Verwendung von Tonerdeschmelzzement, TFB Informations-Bulletin Nr. 1.302/63, 20. Februar 1963.
- Steiger 1987** A. Steiger und A.J. Hagmann, Permanentanker: Korrosionsschutz und Dauerhaftigkeit – Gefährdung, Schwachstellen, Erfahrungen, Massnahmen, Schweizer Ingenieur und Architekt, 105, 1987, Heft 33-34, S. 973-977.
- Sugawara 2002** M. Sugawara, Properties of prestressed concrete structures 30 years after completion and the improvement of the quality of grout that is a factor influencing durability, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 8, p. 275-284.
- Takewaka 1998** K. Takewaka, K. Kawamata, T. Kushida and K. Sakai, Hydrogen embrittlement of tendon in prestressed-concrete structures under cathodic protection, Proceedings of the 2nd International Conference on concrete under severe conditions 2 (CONSEC '98), June 21-24, 1998, Tromsø, Norway, E&FN Spon, London and New York, p. 1269-1278.
- Tanaka 1998** N. Tanaka, S. Mizoguchi, T. Ueda, T. Miyagawa and M. Ashida, Influence of desalination on hydrogen content in prestressing steel bars, Proceedings of the 2nd International Conference on concrete under severe conditions 2 (CONSEC '98), June 21-24, 1998, Tromsø, Norway, E&FN Spon, London and New York, p. 1279-1287.
- Tanaka 2004** Y. Tanaka, H. Kawando, H. Watanabe, T. Kimura, Chloride-induced deterioration and its influence on load carrying capacity of post-tensioned concrete bridges, www.pwri.go.jp/eng/kokusai/conference/tanaka010617.pdf.
- Tandler 2001** J. Tandler, Collapse analysis of externally prestressed structures, University of Surrey, Department of Civil Engineering, 2001.
- TBA GR 2004** Ein Stethoskop für den Ponte Moesa in Roveredo, info 22. Juni 2004, Tiefbauamt Graubünden, www.tiefbauamt.gr.ch.

- TBA UR 2004** Untersuchungen zur Korrosion und zur elektrochemischen Chloridentfernung an Trägern der abgebrochenen Brücke Wassnerwald, Bauamt des Kt. Uri, Bericht in Arbeit.
- TBA ZH 2002** Tiefbauamt der Stadt Zürich, Europabrücke, Zürich – Expertise zur Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung, TFB Bericht U 991017, 2002.
- Teschke 1990** P. Teschke, Neue Wege zur Erhaltung von Schrägseilen, FIP – XIth International Congress on Prestressed Concrete, Hamburg, 4-9 June, 1990, S. T 82 bis T 85.
- TFB 1998** Veranstaltung TFB 974830, Zustandserfassung und Instandsetzung von Spanngliedern und Ankern, 16. März 1998.
- TFB 1999** Veranstaltung TFB 984630, Zustandserfassung und Instandsetzung von Spanngliedern und Ankern, 20. April 1999.
- TFB 2005** Veranstaltung TFB 844622, Verankerungen von Ingenieurbauwerken, 12. April 2005.
- Tilly 1994** G. Tilly, Corrosion protection of external cables, in: The Concrete Society / Concrete bridge development group, One day seminar on Durable post-tensioned concrete bridges, 18 May 1994, Society of Chemical Industry, London, 1994, p. 107-118.
- Theryo 2002** T. Theryo, P. Garcia and W. Nickas, Lessons learned from the vertical tendon corrosion investigation of the Sunshine Skyway bridge high level approach piers, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 9, p. 65-74.
- Ueda 1998a** T. Ueda, H. Mizuguchi, T. Miyagawa, S. Mizuguchi, N. Tanaka and M. Ashida, Influence of desalination on tension behavior of prestressing steel bars, Proceedings of the 2nd International Conference on concrete under severe conditions 2 (CONSEC '98), June 21-24, 1998, Tromsø, Norway, E&FN Spon, London and New York, p. 1311-1320.
- Ueda 1998b** T. Ueda, A. Hattori, T. Miyagawa, M. Fujii, S. Mizoguchi and M. Ashida, Influence of desalination on behavior of prestressing steel, Proceedings of the 4th CANMET / ACI / JCI International Conference on recent advances in concrete technology, Tokushima, Japan, Ed.: V.M. Malhorta, aci international, SP-179, 1998. p. 283-300
- VDI 1980** Korrosion brachte Betondach zu Fall – Berliner Kongresshalle: Umhüllung der Spannstähle war unzulänglich, VDI-Nachrichten, Vol. 34, Nr. 36, 5. Sept. 1980, S. 8-9.
- Vedova 2004a** M. Della Vedova, B. Elsener and L. Evangelista, Corrosion protection and monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons, Proceedings of the "Third European conference on structural control, 3ECSC, 12-15 July 2004, Vienna University of Technology, Vienna, Austria.
- Vedova 2004b** M. Della Vedova and L. Evangelista, Protection against corrosion and monitoring of post-tensioning tendons in prestressed concrete railway bridges in Italy, Proceedings of the "Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, 11-12 October 2004 ETH Zurich, Editors: P. Marti and B. Elsener, IBK / IBWK, ETH Zurich, p. 153.
- Velde 1998** H. Vander Velde, Conditions evaluation and methods of corrosion protection for unbonded post-tension cables, Conference Paper, Dec. 7-11, 1998, Orlando, Florida.
- Vogel 1998** T. Vogel, Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch (ZEBRA), Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag AGB 1998/101 (86/98), Schlussbericht in Arbeit.
- Vogel 2001** T. Vogel und A. Kott, Viadotto Preonzo – Claro, Auswechslung und Überprüfung des Spanngliedes 34N, Technischer Bericht ETHZ, 17.12.2001. Zusammenfassung in: T. Vogel, Planmässige Auswechslung eines externen Spanngliedes, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib-ch, S. 30-34.

- Vogel 2002** T. Vogel, Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch - Erkenntnisse für Neubau und Erhaltung, Bauingenieur, Band 77, Dezember 2002, Seite 559-567.
- von Matt 1987** U. von Matt und R. Bressan, Boden- und Felsanker, SI+A, Heft 7, 1987, S. 150-155.
- von Matt 1989** U. von Matt, Auf dem Weg zu langfristig sicheren Boden- und Felsankern, SIA Studientagung, März 1989, SIA D 031, 1989, S. 63-69.
- von Matt 1994** U. von Matt, Instandsetzung und Verstärkung einer Felssicherung, Sonderdruck Schweizer-Gruppe FIP, 12. Kongress Washington D.C. USA, 1994.
- von Matt 1997** U. von Matt, Überprüfung und Erhaltung von Verankerungen, Schweizerisches Nationalkomitee für grosse Talsperren, wasser, energie, luft, Heft 11/12, 1997.
- von Matt 1998** U. von Matt, Verankerungen im Bereich von Talsperren – Zweckmässiges Vorgehen zur Überprüfung und Erhaltung, Schweizer Baublatt, Nr. 34, 24. April 1998, S. 30-32.
- von Matt 2002** U. von Matt, Dauerhafte vorgespannte Anker, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib-ch, S. 144-147.
- von Moos 1953** Der heutige Stand der Entwicklung des vorgespannten Betons, Berichte der AG der von Moos'schen Eisenwerke, Luzern, Dezember 1953.
- VSL 1984** VSL stay cables for cable-stayed bridges, VSL International, Losinger Ltd., Bern, 1984.
- VSL 2004** VSL 2000 - Stay cable system,
http://www.vsl.net/downloads/VSL_Capabilities/Stay_Cable_SSI2000.pdf.
- VSV 1998** H. Bänziger und P. Matt, Wegleitung zum Erstellen und Instandsetzen von Sondieröffnungen bei Spanngliedern, Verein Schweizerischer Vorspannfirmer, 1998. Dokument kann von der Homepage TFB www.tfb.ch heruntergeladen werden.
- VSV 2004** Dauerhaftigkeit von vorgespannten Kabeln und Ankern – Erfahrungen und Empfehlungen für die Zukunft, Tagung des Vereins Schweizerischer Vorspannfirmer (VSV) am 13. Okt. 2004, ETH Zürich.
- Walther 1995** R. Walther, B. Houriet, W. Isler et P. Moia, Ponts haubanés, Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1995.
- Ward 2001** D. Ward, Protection for a lifetime, Concrete Engineering, Autumn, 2001, p. 35-36.
- Wardhana 2003a** K. Wardhana and F.C. Hadipriono, Analysis of recent bridge failures in the United States, Journal of Performance of Constructed Facilities, August 2003, Volume 17, Issue 3, p. 144-150,
<http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=JPCFEV000017000003000144000001&idtype=cvips&gifs=yes&jsessionId=1874261090682239514>.
- Wardhana 2003b** K. Wardhana and F.C. Hadipriono, Study on recent building failures in the United States, Journal of Performance of Constructed Facilities, August 2003, Volume 17, Issue 3, p. 151-158,
<http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=JPCFEV000017000003000144000001&idtype=cvips&gifs=yes&jsessionId=1874261090682239514>.
- Washer 2003** G. Washer, Improving bridge inspections, FHWA, Nov./Dec. 2003.
<http://www.tfhr.gov/pubrds/03nov/12.htm>
- Watson 1988** S.C. Watson and D. Stafford, Cables in trouble, Civil Engineering, April 1988, p. 38-41.

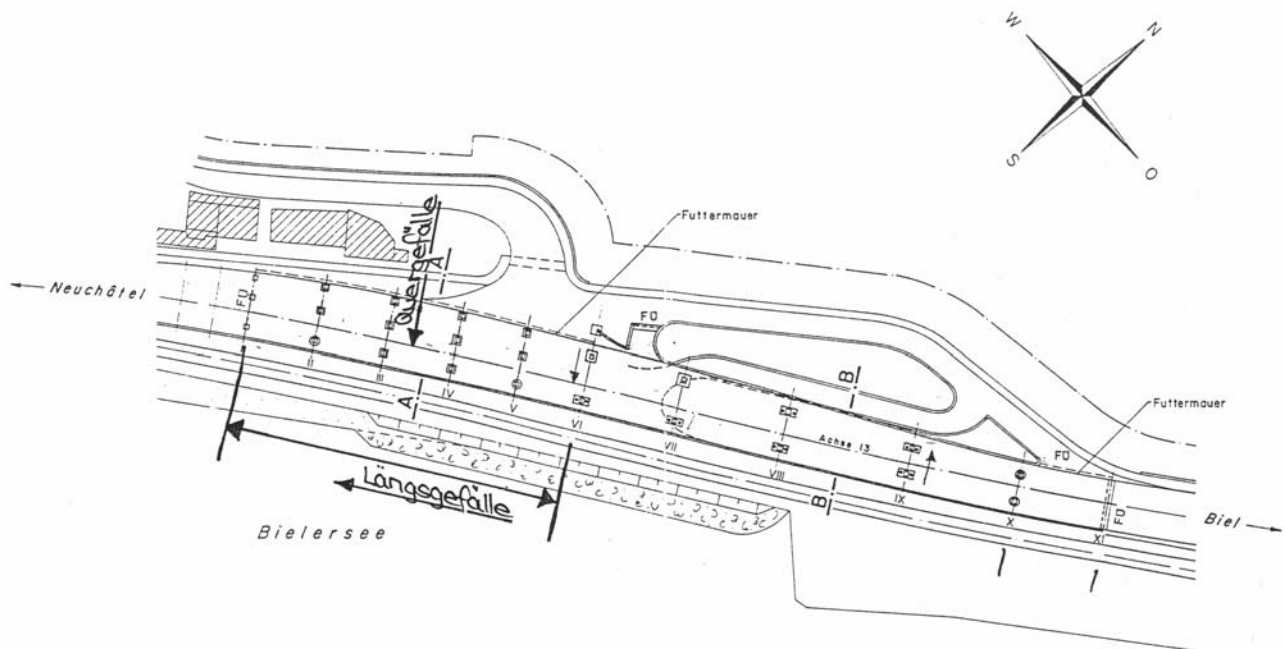
- Waubke 1991** N.V. Waubke, M. Wicke, P. Paulini und D. Bielewicz, Schnellbeurteilung korrosionsbeanspruchter Spannnetze, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien, Strassenforschung, Heft Nr. 397, 1991.
- Webster 1999** N.R. Webster and D.M. Rogowski, Strength evaluation of unbonded post-tensioned structures with severe tendon breakage, Structural Faults + Repairs 1999, July 13-15, 1999, Commonwealth Institute, London, UK. www.rjc.cal.
- Weeransinghe 1997** R.B. Weeransinghe and R.W.W. Anson, Investigation of the long term performance and future behaviour of existing ground anchorages, in: G.S. Littlejohn, Ground anchorages and anchored structures, Proc. Intern. Conf. organised by the Institution of Civil Engineers, London, 20-21 March 1997, Thomas Telford Publishing, London, 1997, p. 353-362.
- Wichter 2000** L. Wichter und W. Meiniger, Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2000.
- Wichter 2003** L. Wichter, Erfahrungen aus dem Einsatz von vorgespannten Verpressankern und Verpresspfählen für Dauerverankerungen, Schlussbericht zum Forschungsauftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik Nr. P 32-5-11.57-976/01, Fraunhofer IRB Verlag, 2003.
- Wicke 1996** M. Wicke, Ursachen für den Austausch des konzentrierten Spanngliedes der Innbrücken Kufstein, Schriftenreihe des Österreichischen Betonvereins ÖBV, Heft 26, 1996, S. 9-12. Zitiert in [Wicke 1998, 2002].
- Wicke 1998** M. Wicke und P. Kirsch, Vorbeugende Verstärkung der Agerbrücke mit externen Spanngliedern, in: J. Eibl, Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Vorträge anlässlich des Workshops "Externe und verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken" an der Universität Fridericiana Karlsruhe (TH) vom 5. bis 7. Okt. 1998, Ernst & Sohn, 1998, S. 211-220.
- Wicke 2002** M. Wicke und K. Maier, Anwendung des Spannbetons, in: Betonkalender 2002, 91. Jahrgang, Ernst & Sohn für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2002, BK 2, S. 113-179.
- Wölfel 1992** E. Wölfel, Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahtbrüche gefährdet, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 87, Heft 6, 1992, S. 155-157.
- Woodward 2001** R. Woodward, Durability of post-tensioned tendons on road bridges, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 1-10.
- Wouters 1999** J.P. Wouters, Letter and reply to article of C.F. Henriksen, A. Knudsen and M. Braestrup, Cable corrosion: undetected?, Concrete International, Oct. 1998, p. 69-72, Concrete International, April 1999, p. 7-9.
- Yunovich 2002** M. Yunovich, N.G. Thompson, T. Balvanyos and L. Lave, Corrosion costs and preventive strategies in the United States, Appendix D – Highway Bridges., Publication No. FHWA-RD-01-156, Federal Highway Administration, McLean, Virginia, USA, March 2002. www.corrosioncost.com/infrastructure/highway.
- Zobel 1998** R.S. Zobel und J.O. Jirsa, Performance of strand splice repairs in prestressed concrete bridges, PCI Journal, Nov.-Dec. 1998, p. 72-84.

Anhang 1: Spann- und Schrägseilssysteme: Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte.

| Bezeichnung | Name des Objektes | 1. Bericht [Hunkeler 1998] | 2. Bericht Anhang 1, Seite |
|----------------|--|----------------------------------|----------------------------------|
| Brücken | | | |
| AG-04 | A1 – Objekt Nr. 419, Überführung bei Birmenstorf | x | |
| AR-01 | Hundwilertobelbrücke | x | |
| BE-05 | A1 – S8, Überführung Forsthaus | x | |
| BE-06 | A1 – N2, Überführung Tannacker | x | |
| BE-07 | A1 – S7, Überführung Riedacher | x | |
| BE-08 | A1 – S5, Überführung Fischrainweg | x | |
| BE-10 | AMP, Lochbachbrücke | x | |
| BE-14 | A5 – TÜ 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée | | 231 |
| BE-17 | A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen – Alchenflüh | | 234 |
| BL-05 | Birsbrücke Bruckgut | x | |
| FR-01 | A12 – 215, P.S. Jonction de Bulle | x | |
| GR-07 | A13, Steilerbachbrücke, Sufers | x | |
| GR-16 | A13, Ponte Fracch, San Bernardino | x | |
| GR-23 | Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal) | | 236 |
| SH-02 | Hauptstrasse Nr. 15, Überführung Bahnhofstrasse Herblingen (und Brücke Vicinalstrasse) | x | |
| SO-07 | Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen | | 239 |
| SZ-02 | A4, Urmibergviadukt, Abschnitt Zingel | x | |
| SZ-07 | Objekt Nr. 1341-1, Überführung über SBB, Altendorf | x | |
| SZ-11 | Überführung Burggasse in Altendorf | | 242 |
| TI-06 | A2, Cavalcavia Coldrerio-Genestrerio | x | |
| VD-02 | A1 – Lot 06/851, Pont sur le Boiron d'Eysins | x | |
| VD-03 | A1 – Lot 08/853, Echangeur d'Ecublens | x | |
| VD-04 | A1 – Section 125, P.S. de la rue de Morges | x | |
| VD-06 | A9, Pont du Stand | x | |
| VD-07 | A9, Pont du Taulard | x | |
| VS-04 | A9, P.S. Evionnaz – Collonges | x | |
| ZH-05 I | Glattbrücke bei Opfikon | x | |
| ZH-05 II | Brücke über die alte Glatt bei Schwamendingen | x | |
| ZH-06 | A20.2 – BW Nr. 410, Brücke über die Limmat | x | |
| ZH-08 | Europabrücke Zürich | x | 245 |
| ZH-14 | A1 – BW Nr. 9, Überdeckung Töss | x | |
| ZH-16 | A3 (SN 3.4.2), Sihllochstrasse | x | 251 |
| Hochbau | | | |
| AG-07 | Autobahnraststätte Würenlos (Schrägseilssystem) | | 254 |
| SG-07 | Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen | | 258 |
| SH-03 | Portlandzementsilo, Thayngen | x | 260 |
| ZH-09 | Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich | | 262 |

A5 – Tü 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée**BE-14**

| | |
|--------------------------|---|
| Bauherr: | Tiefbauamt des Kantons Bern |
| Bauwerksart: | Balkenbrücke aus vorgespannten Elementträgern |
| Bauwerksfunktion: | Strassenverkehr |
| Baujahr: | 1971 / 1972 |

Beschreibung des Bauwerkes**Bild 1:** Lage des Lehnenviadukts.

Der 81.5 m lange Lehnenviadukt setzt sich der Länge nach aus fünf je 16.3 m langen, vorgefertigten Platten mit Längsrippen zusammen. Die Rippenplatten bestehen aus neun ca. 1.10 m hohen im Spannbett vorgespannten Rippenträgern mit Steg und Doppelflansch, sowie einer 17 cm starken Fahrbahnplatte aus Ortbeton (durchgehend, ohne Fuge). Als Randabschluss wurden 4 m lange, vorgefertigte Bordürenelemente auf die Ortbetonplatte aufgesetzt. Die Vorspannung der Rippenträger erfolgt über 62 Spannbettdrähte mit 6.0 mm Durchmesser im unteren Flansch. 1998 wurde eine Abdichtung eingebaut und Fahrbahnplatte, Belag und Bordürenelemente instand gesetzt.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

An allen untersuchten Trägern, insbesondere an der Untersicht der Flansche auf der Seeseite, waren umfangreiche Wasserläufe, Rostflecken und Abplatzungen erkennbar (**Bilder 2 bis 5**).

Das stark chloridhaltige Wasser konnte durch Belagsschäden, den undichten Anschluss zwischen Belag und Bordürenelement und bei den Verankerungen der Leitplankenpfosten in die Fuge zwischen Bordürenelement und Ortbetonplatte eindringen und bis an die Spanndrähte im unteren Trägerflansch gelangen (**Bild 6**). Mit der Zeit bildeten sich sehr hohe Chloridkonzentrationen im Stahlbeton. In 30 bis 40 mm Tiefe wurden im unteren Flansch und im Steg rund 1.0 bis 2.5 M.% Chloride bezüglich Zementmasse gemessen.

Der Spitzenwert im unteren Flansch betrug in der Tiefenstufen von 30 bis 40 mm über 4.0 M.%. Aufgrund der teilweise sehr starken Lochkorrosion im unteren Flanschbereich musste lokal mit Querschnittsverlusten von bis zu 100% an Bügeln und Spanndrähten gerechnet werden. Bei sehr exponierten, oberflächennahen Spanndrähten musste angenommen werden, dass sie weitgehend geschädigt waren (**Bild 7**).



Bild 2: Wasserläufe.



Bild 3: Abplatzungen.



Bild 4: Starke Bewehrungskorrosion.



Bild 5: Korrosionsspuren am Trägeranfang (Untersicht eines Trägerunterflansches).

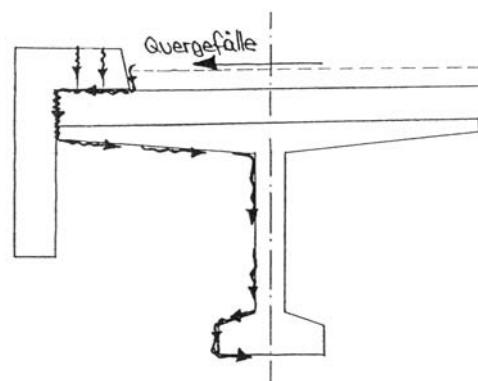


Bild 6: Wasserläufe.

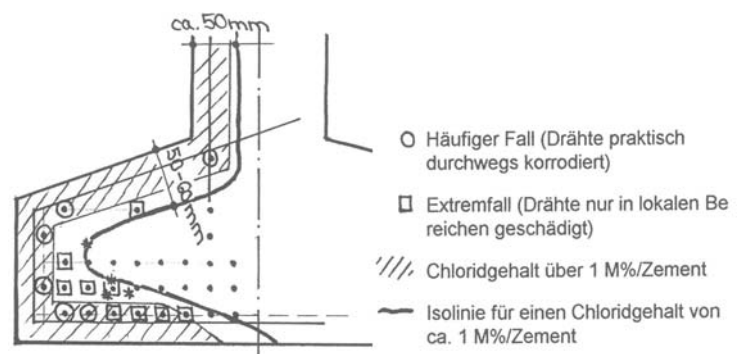


Bild 7: Chloridkontamination.

Massnahmen

Im Zuge der Instandsetzungsplanung wurden mehrere Varianten geprüft. Diese reichten vom vollständigen Ersatz der geschädigten Träger bis zu Instandsetzungsmaßnahmen (mit Abtrag und Ersatz des chloridkontaminierten Betons) und permanenten Verkehrseinschränkungen. Für eine konventionelle Instandsetzung wäre ein grossflächiger, tief angelegter Betonabtrag mit Verlusten der Gesamtvorspannkraft verbunden gewesen. Trotzdem wäre aufgrund der tiefreichenden und starken Betonversalzung ein relativ hoher Restchloridgehalt bestehen geblieben, der u. U. weiterhin über dem kritischen Chloridgehalt verblieben wäre. Aus verkehrspolitischen Gründen hat man sich daher zunächst für eine behelfsmässige Instandsetzung mit Betonabtrag entschieden. Erst wenn das endgültige Verkehrskonzept vorliegen wird, soll die Frage Neubau oder umfangreiche Instandsetzung abschliessend beantwortet werden.

Folgerungen

Insbesondere Bauwerke mit hohem Vorfertigungsgrad bringen eine grosse Anzahl an Fugen mit sich, die dicht zu halten sind. Der ausgeprägt modulare Aufbau aus den vorgefertigten Trägerelementen hat zu zahlreichen undichten Fugen am Lehnenviadukt geführt, durch die über die Jahre hinweg stark chloridhaltiges Wasser an den Konstruktionsbeton gelangen konnte. Die langjährige Kontamination war durch notdürftige Abdichtungsmassnahmen nicht zu verhindern. Die Folgen waren tiefreichende Versalzungen des Betons und massive Korrosionsschäden an der Spannbettvorspannung der Elementträger, so dass alle Varianten der Instandsetzung sehr aufwändig und kostspielig sind.

Vorhandene Unterlagen

- A5-TÜ73, Randträger Lehnenviadukt – Zustandsuntersuchung mit Potenzialmessungen, U 983075-1 vom 31.08.1998 von H. Ungricht, TFB Wildegg
- A5-TÜ73, Randträger Lehnenviadukt – Sondierungen S6 bis S 18, U 983075-2 vom 06.10.1998 von H. Ungricht, TFB Wildegg

A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rütligen-Alchenflüh BE-17

| | |
|--------------------------|--------------------------------------|
| Bauherr: | Tiefbauamt des Kantons Bern |
| Bauwerksart: | Balkenbrücke aus Ortbeton-Hohlkästen |
| Bauwerksfunktion: | Strassenverkehr |
| Baujahr: | 1961 / 1962 (Abbruch: März 1999) |

Beschreibung des Bauwerkes

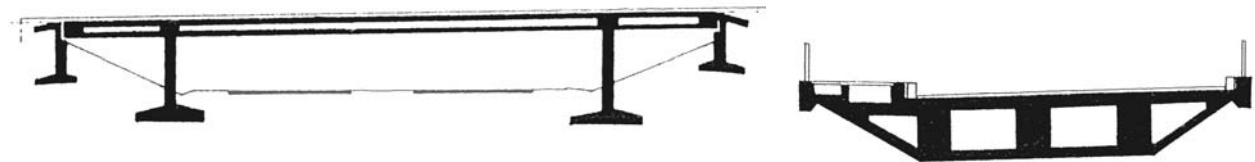


Bild 1: Brücke in Längs- und Querschnitt

Die dreifeldrige Balkenbrücke bestand aus vierzelligen vorgespannten Hohlkästen aus Ortbeton, die zwischen den Widerlagern auf zwei Wandscheiben aufgelagert waren (**Bild 1**). Die Spannweite des Mittelfeldes belief sich zwischen den Wandscheibenachsen auf ca. 34 m; der Abstand zwischen Wandscheibe und Widerlager jeweils auf ungefähr 8.50 m. Das 1.20 m hohe Hohlkastenprofil war trapezförmig. Die obere Hohlkastenplatte (Fahrbahnplatte) war über 8 m breit, die untere nur ca. 4.50 m. Drei 60 cm breite Stege unterteilten die Hohlkasten in vier Zellen. Die drei Stege wirkten als Längsträger und enthielten gestaffelt angeordnete Spannglieder, Typ VSL, mit Drähten $\varnothing 8$ mm im metallenen Wellhüllrohr $\varnothing 70/77$ mm mit punktgeschweisster Längsnaht. Die Spannglieder in Brückenmitte verfügten über je 36 Drähte.

Die Hälfte der Spannglieder wurde mittels fester Verankerungen kurz hinter der Brückenmitte verankert. Die restlichen Spannglieder wurden über die Stützen geführt und mittels „Hosenrohren“ (**Bild 2**) in Spannglieder mit je 18 Drähten aufgeteilt, die im Bereich der Trägerenden beweglich verankert waren. Die Fahrbahnplatte war mit einem ca. 4.5 cm starken Asphaltbelag und einer Mastixabdichtung versehen. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgte über das Quer- und Längsgefälle der Brückenkonstruktion mit zwei Einlaufschächten und einem innen liegenden Ablaufrohr.

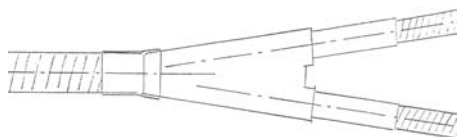


Bild 2: Hosenrohr

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Die Überführung wurde 1999 nach 37-jähriger Nutzungszeit im Zuge des Baues der SBB-Linie „Bahn 2000“ abgebrochen. Dies ermöglichte eine Inspektion der Spannglieder während der Abbrucharbeiten mittels zerstörender Prüfungen (Sondieröffnungen). Die Zustandsuntersuchung erfolgte im Rahmen des ZEBRA-Projektes (Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch). Die Verbindung einzelner Wellhüllrohre und die Anschlüsse an Verankerungen bzw. Verzweigungen geschahen mittels Muffen und Dichtungsbändern. An den Hüllrohren zeigten sich Oberflächenanrostungen unter dem Dichtungsband infolge von Feuchtigkeitseinschluss und fehlender Alkalinität. Korrosionserscheinungen an den Spanngliedern traten vorwiegend in den beiden Randfeldern auf. Dort kam es v. a. in einem Randfeld zu starken Anrostungen und lokalen Durchrostungen der Hüllrohre sowie zu Korrosionsspuren am Spannstahl. Die Hüllrohre waren vorwiegend auf den Unterseiten oder an den Aussenseiten parallel zum Trägerrand korrodiert. Da der Korrosionsangriff von aussen nach innen stattgefunden hatte, wurde ausgeschlossen, dass die Schadstoffinfiltration über Entlüftungs- oder Injektionsleitungen stattfand (**Bilder 3 bis 4**). Auf Grund der beobachteten Ausweitung der Korrosion längs der Hüllrohre ist zu vermuten, dass sich das Sickerwasser auch entlang des Spanngliedes ausbreiten konnte (sog. Längsläufigkeit).



Bild 3: Korrosionsangriff an Unterseite.



Bild 4: Korrosionsangriff an der Seite.

An der Unterseite der Spannglieder in Hoch- und Tiefpunktbereichen wurden Hüllrohr-Deformationen sichtbar (**Bild 5**). An den Bügeln \varnothing 20 mm, die als Auflager für die Spannglieder dienten, waren Metallkonsolen angeschweisst. Die Hüllrohrdeformation könnte beim Einziehen der vorgefertigten schweren Spannglieder über die angeschweissten Konsolen entstanden sein. Im Tiefpunkt in Brückenmitte (Sprühnebelbereich) kam es zu stärkeren Korrosionserscheinungen, insbesondere die eingedrückten Hüllrohrunterseiten waren stark angerostet, begünstigt durch die Deformationen und ggf. resultierenden Oberflächenverletzungen.

Die Verankerungen waren grösstenteils in gutem Zustand. Die festgestellten Korrosionsschäden an den beweglichen Verankerungen (Injektionsanker VSL Typ I) beschränkten sich auf das äussere Ende von Hüllrohr und Spanndrähten, wo Sickerwasser durch die undichten Fahrbahnübergänge und schlecht ausbetonierte Nischen bis in den Verankerungsbereich eindringen konnte. Die Hohlkastenzellen verfügten über keine Öffnungen zum Abführen von Kondenswasser. Beim Abbruch der Brücke wurden Überreste der grossteils vermoderten Holzschalung in den Hohlkästen entdeckt, die als „verlorene Schalung“ im Bauwerk verblieben war.



Bild 5: Deformierte Hüllrohre (Unterseite).



Massnahmen

Keine. Die Überführung wurde wegen des Baues der SBB-Linie "Bahn 2000" abgebrochen.

Folgerungen

Durch Beulen oder andere plastische Formänderungen von deformierten Metallhüllrohren wird der Durchfluss des zementösen Füllgutes beeinträchtigt. Dadurch können sich Injektionsfehlstellen bilden, in denen der Spannstahl nicht alkalisch eingebunden ist und korrodieren kann. Deformierte Hüllrohre können ausserdem die Längsläufigkeit in einem Spannglied begünstigen.

Vorhandene Unterlagen

- Z 17 (A1) Überführung Dorfstrasse in Rütli-Alchenflüh, 2008/HPB, H.P. Bänziger, März 2000.

Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal)**GR-23**

Bauherr: Kanton Graubünden
Bauwerksart: Rahmenbrücke aus Ortbeton
Bauwerksfunktion: Strassenverkehr
Baujahr: 1956 / 1957

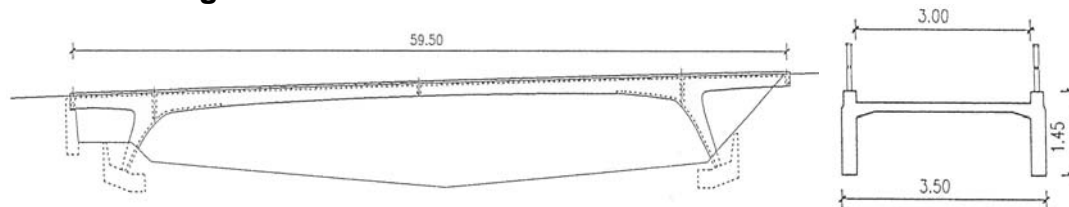
Beschreibung des Bauwerkes

Bild 1: Vorderrheinbrücke Pardomat in Längs- und Querschnitt.

Die Rahmenbrücke aus Ortbeton hat Spannweiten von 44.0 m im Mittelfeld und 6.75 m bzw. 8.75 m in den auskragenden Randfeldern (**Bild 1**). Die Tragkonstruktion besteht aus zwei vorgespannten 25 cm breiten Längsträgern an den Aussenseiten der Fahrbahnplatte, die monolithisch mit den ebenfalls vorgespannten Stielen verbunden sind. Die Aussteifung erfolgt über die Fahrbahnplatte und 5 Querträger. Die Querschnittshöhe der Konstruktion beträgt in Feldmitte 1.20 m und nimmt zu den angeschlossenen Stielen hin zu. Die Spannglieder der Längsvorspannung, System BBRV, verlaufen in glatten Metallhüllrohren und sind an den auskragenden Enden der Längsträger beweglich verankert. Die Spannglieder in den Rahmenstielen, System BBRV mit je 42 Drähten Ø 5 mm, sind in der Brückenplatte neben den Längsträgern in einer Spannische wenige cm unterhalb der Fahrbahnplattenoberfläche beweglich verankert. Die Fahrbahnplatte verfügte bis anhin über keine Abdichtung und keinen Belag. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt über 6 Einlaufschächte (jeweils 2 im Bereich der Brückenmitte und der Rahmenstiele). Die Schächte verlaufen durch den Konstruktionsbeton der Platte und entwässern frei in den Vorderrhein.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Im Jahre 2001 wurde der Zustand der Brücke mit ausführlichen Untersuchungen grösstenteils zerstörungsfrei ermittelt. Um den Zustand der Vorspannung zu kontrollieren, wurden alle Spannischen der Stielvorspannung überprüft und bei der Längsvorspannung ein Ankerkopf und zwei Hüllrohrabschnitte freigelegt. Da am Hüllrohr der Längsvorspannung nur geringe oberflächliche Korrosionsspuren entdeckt wurden und eine Stichprobe eine ordnungsgemässe Verfüllung des Spanngliedes mit zementösem Füllgut ergab, wurde der Spannstahl nicht freigelegt (**Bild 2**). Auch der freigelegte Ankerkopf der Längsvorspannung offenbarte nur leichte Korrosionsspuren. Gesamthaft wurde der Zustand der Längsvorspannung auf Grund dieser Befunde als gut bewertet.



Bild 2:

Hüllrohr der Längsvorspannung oberflächlich angerostet.

Die Vorspannung der Rahmenstiele ergab ein anderes Bild. Bei einer Spannische war auf der Fahrbahnplatte ein Riss im Beton sichtbar. Dieser reichte bis zur Stielverankerung in der Nische und ermöglichte chloridhaltigem Oberflächenwasser den Zugang zum Verankerungsbereich. Der freigelegte Ankerkopf konnte von Hand entfernt werden. Im Spannglied offenbarte sich, dass das Spannglied entweder nicht vollständig ausinjiziert worden war oder sich das zementöse Füllgut gesetzt hatte. Das chloridhaltige Wasser ist jedenfalls bis zu den Spanndrähten vorgedrungen. Alle Drähte waren durchkorrodiert (**Bild 3**). Nach diesem alarmierenden Befund wurden die anderen drei Ankernischen der Stielvorspannungen ebenfalls freigelegt. In allen Ankernischen konnten vergleichbare Injektionsmängel und Korrosionsschäden beobachtet werden.



Bild 3: Ankerkopf mit durchkorrodierten Drähten.

Primär wurde der massive Schaden auf das fehlende Füllgut im Verankerungsbereich zurückgeführt. Sekundär wurden konstruktive Gründe ausgemacht. Die Fahrbahnplatte, in der die Stielvorspannung verankert war, wurde nicht durch einen Belag oder eine Abdichtung vor schadstoffhaltigem Oberflächenwasser geschützt. Ausserdem wurden für die Spannnischen generell glatte Abschalungen verwendet, die anschliessend ausbetoniert wurden. Entlang dieser Schichtgrenzen konnte (chloridhaltiges) Wasser in die Konstruktion eindringen und die entsprechenden Korrosionsschäden an der Verankerung und der umgebenden schlaffen Bewehrung verursachen (**Bild 4**).



Bild 4: Korrosion der schlaffen Bewehrung neben der Spannische.

Massnahmen

Aufgrund der nicht funktionsfähigen Stielvorspannung wurden Unterspriessungen als Sofortmassnahmen angeordnet, um die Tragsicherheit der Brücke zu gewährleisten. Höhere Belastungen könnten nur durch gezielte Verstärkung der Konstruktion aufgenommen werden. Es wurden weiter auch Empfehlungen zur Instandsetzung von Entwässerungssystem, Abdichtung und chloridkontaminiertem Konstruktionsbeton gemacht. Alternativ wird auch der Ersatz der Brücke geprüft.

Folgerungen

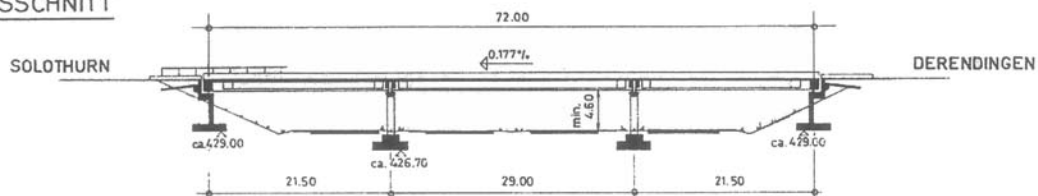
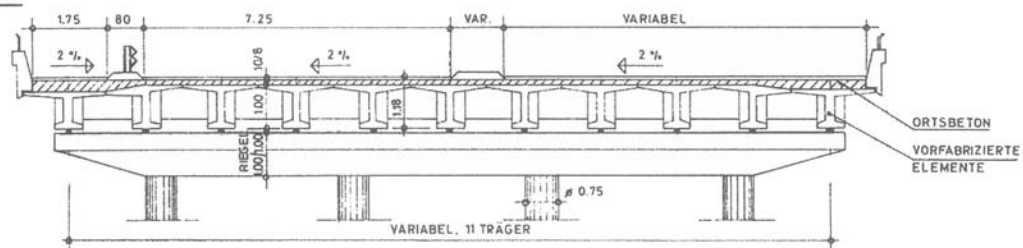
Neben einer vollständigen Ausinjizierung von Spanngliedern müssen empfindliche Bauteile, wie die Spannnischen der Stielverankerung, darüber hinaus ausreichend vor schadstoffhaltigem Wasser geschützt werden. Ein funktionierendes Entwässerungssystem und Asphaltbeläge mit Abdichtung sind notwendig, um den Konstruktionsbeton und die darunter befindlichen Spanngliedkomponenten zu schützen.

Vorhandene Unterlagen

- Zustandsbericht Vorderrheinbrücke Pardomat, KB 23 57 01, Winkler+Partner AG, Juni 2001.

Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen**SO-07**

| | |
|--------------------------|---|
| Bauherr: | Baudepartement des Kantons Solothurn |
| Bauwerksart: | Balkenbrücke aus vorfabrizierten Trägern mit Ortbetonplatte |
| Bauwerksfunktion: | Strassenverkehr |
| Baujahr: | 1969 (Abbruch: Juni 2001) |

Beschreibung des BauwerkesLÄNGSSCHNITTQUERSCHNITT**Bild 1:** Brücke in Längs- und Querschnitt.

Die Überführung der Kantonsstrasse über die Nationalstrasse N5 ist als dreifeldrige Balkenbrücke ausgeführt worden (**Bild 1**). Die Konstruktion des Überbaus bestand aus vorfabrizierten Längsträgern, die im Mittelfeld 29 m und in den beiden Randfeldern 21,5 m überspannten und jeweils auf 4 mittels vorgespanntem Querjoch verbundenen Stützen zwischenaufgelagert waren. Die Aussteifung erfolgte über eine aufbetonierte Ortbetonplatte mit Quervorspannung.

Die vorfabrizierten Doppelflansch-Längsträger waren ca. 1 m hoch (Randträger etwas niedriger) und je nach Anordnung im Tragsystem mit unterschiedlich starker Spannbett- und Längsvorspannung versehen. Die Spannbettvorspannung im unteren Trägerflansch erfolgte über 10 bis 36 Litzen 0,5", die Längsvorspannung, im Trägersteg angeordnet, über beweglich verankerte VSL-Spannglieder mit 20 bis 22 Litzen 0,5" im gewellten PE-Hüllrohr (\varnothing 90/100 mm). Die Quervorspannung der Brückenplatte wurde mit 63 VSL-Spanngliedern à 3 Litzen 0,5" im gewellten Metallhüllrohr (\varnothing 35/40 mm) aufgebracht. Die Spannglieder der Brückenpfeiler-Querjoche beinhalteten 12 Litzen 0,5", ebenfalls im gewellten Metallhüllrohr (\varnothing 60/67 mm). Sowohl die Spannglieder der Quervorspannung der Platte als auch die der Querjoche waren an einem Ende beweglich und am anderen Ende fest verankert.

Der Konstruktionsbeton war im Bereich von Fahrbahn und Trottoir mit 7 cm starkem Asphaltbelag und einer 20 mm starken Gussasphaltabdichtung geschützt. Das Oberflächenwasser wurde über Einlaufschächte an den Fahrbahnrandern zu Sammelleitungen, die an den Untersichten der oberen Trägerflansche befestigt waren, abgeführt (**Bild 2**).

**Bild 2:** Undichte Entwässerungsleitung.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Die Überführung wurde 2001 nach 32-jähriger Nutzungszeit im Zuge der Fertigstellung bzw. Eröffnung der A5 durch einen Neubau ersetzt. Dies ermöglichte eine Inspektion der Spannglieder während bzw. nach den Abbrucharbeiten. Die Zustandsuntersuchung erfolgte im Rahmen des ZEBRA-Projektes (Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch). Der Abbruch gab Gelegenheit, den Zustand der Spannglieder mittels zerstörender Untersuchungen (Sondieröffnungen) ausführlich zu überprüfen.

Der Zustand der Spannbettlizen war mit Ausnahme der Endbereiche praktisch korrosionsfrei. An den Stirnseiten der Längsträger korrodierten die Litzenenden, da sie mit einem 2 – 3 mm dünnen Mörtelüberzug nur unzureichend gegen Umwelteinflüsse (chloridhaltiges Wasser) geschützt waren. Die Spannbettlizen in den Trägern des mittleren Brückenfeldes waren aus Krafteinleitungsgründen in den Endbereichen mit PVC-Röhrchen umhüllt und frei von Korrosion.

Die beim Abbruch freigelegten Kunststoffhüllrohre der Längsvorspannung wiesen in den Umlenkbereichen Deformationen auf. Die Hüllrohre hatten sich v. a. in den Hochpunkten durch die aufgezwungene Krümmung, sowie durch das starke Anziehen der Befestigungsdrähte der Metallhalbschalen von den Entlüftungstützen und durch die Betonauflast verformt. Das Spannen der Litzen führte ausserdem zu Perforationen an der Unterseite der sehr dünnwandigen PE-Hüllrohre (aus der ersten Hüllrohrgeneration); d.h. die nach innen gerichteten Hüllrohrrippen wurden durchgescheuert. Eindringendes Wasser und Chloride führten zu vereinzelt Korrosionsstellen an den Litzen im unteren Bereich des Spanngliedes (**Bilder 3 bis 5**).



Bild 3: Bewehrung unter einem deformierten Hüllrohr.



Bild 4: Perforiertes Hüllrohr.



Bild 5: Korrosion an den Spannlitzen.

Ausserdem offenbarten sich Injektionsmängel in den Hochpunkten der Längsvorspannung. Durch Bluten des zementösen Füllgutes kam es im Scheitelbereich zu weissen, kalziumhaltigen Ausscheidungen. Die Verfüllung war ausserdem im Hüllrohrscheitel nicht vollständig. Die Bildung dieser Hohlräume wurde auf Lufteinschlüsse oder Schwinden des zementösen Füllgutes zurückgeführt. Das Füllgut war im Scheitelbereich stellenweise weich und feucht. Die Metallmuffenverbindungen der Hüllrohre in den Hochpunkten

der Spannglieder waren wegen eingesickertem Wasser stark korrodiert und z. T. durchgerostet. Der Spannstahl im Inneren des Spanngliedes war aber nur stellenweise leicht angerostet. Die Verankerungen der Längsspannglieder zeigten nur geringfügige Korrosionsspuren, die allenfalls auf Kiesnester im Nischenbeton schliessen lassen.

Die metallischen Hüllrohre der Quervorspannung wiesen oft lokal eine leichte Oberflächenkorrosion auf. Die während des Abbruchs beobachteten Litzen waren, bis auf wenige mit geringfügigen Rostflecken, frei von Korrosion.

Die Abdeckhauben der Verankerungen der Querjochspannglieder waren an den Stirnseiten mit einer 10 mm Mörtelschicht nur unzureichend überdeckt (**Bild 6**). Korrosion an den Schutzhauben, stellenweise auch durchkorrodierte Schutzhauben und erhöhte Chloridgehalte im zementösen Füllgut des Verankerungsbereiches verdeutlichten diesen konstruktiven Schwachpunkt. Das Füllgut in der Schutzhaube vermochte trotzdem die Klemmen und die Litzenüberstände weitgehend vor Korrosion zu schützen.



Bild 6: Verankerung der Querjoch.

Im Rahmen des Abbruchs wurden Untersuchungen zur Frage der Längsläufigkeit in Spanngliedern mit Kunststoffhüllrohren durchgeführt. Dazu wurden zwei Bohrkerne im Abstand von ca. 1.50 und 3.0 vom Hochpunkt eines Spannglieds, das in diesem Bereich Korrosion am Spannstahl aufwies (**Bild 3 bis 5**), entnommen und der Chloridgehalt im Füllgut bestimmt. Bei beiden Bohrkernen konnten keine Hinweise auf einen Chloridtransport festgestellt werden. d.h. eine Längsläufigkeit von chloridhaltigem Wasser konnte nicht nachgewiesen werden.

Massnahmen

Keine. Abbruch der Brücke und Ersatz durch einen Neubau im Zuge der Fertigstellung bzw. Eröffnung der Autobahn A5 im Jahre 2002.

Folgerungen

Die Untersuchungen förderten mehrere konstruktive Schwachpunkte des Bauwerks im Bereich der Vorspannung zu Tage, wie die konstruktive Gestaltung der Spanngliedhochpunkte, die ungenügende Überdeckung an den Enden der Spannbettlitzen und der Querjochverankerungen. Auch die Verwendung dünnwandiger Kunststoffhüllrohre und deren Perforation beim Spannvorgang, die undichten Metallmuffenverbindungen sowie die Mängel beim zementösen Füllgut und bei der Verfüllung bestimmten das Korrosionsrisiko und damit die Dauerhaftigkeit des Bauwerks. Im Vergleich zu damals werden heute robustere Hüllrohre eingesetzt.

Vorhandene Unterlagen

- Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch; Bericht 0087; Bänziger + Bachetta + Fehlmann, TSW und TFB Wildeg; 12.10.2001.

Überführung Burggasse in Altendorf

SZ-11

| | |
|--------------------------|--|
| Bauherr: | Tiefbauamt des Kantons Schwyz |
| Bauwerksart: | Rahmenbrücke (V-Stiel) aus vorgespannten Hohlkastenelementen |
| Bauwerksfunktion: | Strassenverkehr |
| Baujahr: | 1969 / 1970 (Abbruch: Mai 2001) |

Beschreibung des Bauwerkes

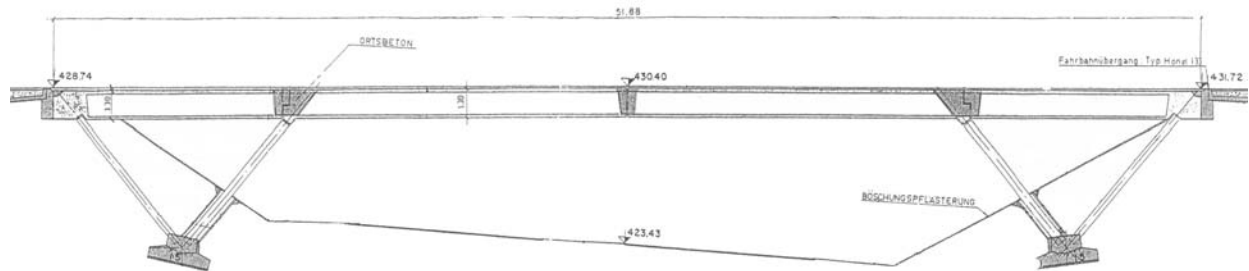


Bild 1: Längsschnitt.

Die dreifeldrige Rahmenkonstruktion überspannte die A3 in Altendorf. Ihr Mittelfeld hatte eine Länge von ca. 30 m. Die beiden ca. 11 m langen Randfelder waren durch die diagonal verlaufenden Streben des Bauwerks begrenzt (**Bild 1**). Die zur Mitte geneigten Streben wirkten als Druckstützen, während die nach aussen geneigten Streben Zugkräfte aufzunehmen hatten und vorgespannt waren.

Der Überbau war längs und quer in je 4 Trägerelemente unterteilt. In Querrichtung bestand das Bauwerk aus 4 vorgefertigten und vorgespannten Hohlkastenträgern, die - indirekt über Querträger - mit den Zug- und Druckstreben verbunden waren. Die Hohlkästen waren ca. 1.30 m hoch und 1.00 m breit, die Stege 14 cm breit (**Bild 2**). Auf die Hohlkästen wurde eine 7 cm starke Ortbetonplatte aufbetoniert. In Längsrichtung wurden die Trägerelemente stumpf gestossen und mittels Ortbeton verbunden, indem der gesamte Kastenquerschnitt im Fugenbereich mit Ortbeton aufgefüllt wurde.



Bild 2: Zwei vorgefertigte Hohlkastenträger (nach dem Abbruch auf der Deponie).

In den Stegen der Hohlkästen verliefen übereinander jeweils 2 Spannglieder Typ VSL mit 12 Litzen 0.5" in gewellten PE-Hüllrohren (Ø 65/75 mm) über die gesamte Brückenlänge mit beweglichen Verankerungen an den Trägern. In den Stossfugenbereichen befanden sich Montageausparungen in den Stegen, um die Kunststoffhüllrohre der Spannglieder mit Metallmuffen verbinden zu können. Dort verliefen die Spannglieder in einer Ortbetonfüllung. Das Vorspannsystem der Zugstreben bestand aus einem Kabel mit 3 Litzen 0.5" im gewellten Metallhüllrohr. Das Spannglied wurde unten im Fundamentkörper fest verankert, während es oben in der Fahrbahnplatte eine bewegliche Verankerung besass.

Die Fahrbahn war mit einem ca. 7 cm starken Asphaltbelag mit Weich-Mastixabdichtung versehen und wurde nur über das Längs- und Quergefälle der Brücke entwässert.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Die Überführung wurde 2001 nach 32-jähriger Nutzungszeit zugunsten eines Tagbautunnels abgebrochen. Dies ermöglichte eine Inspektion der Spannglieder während bzw. nach den Abbrucharbeiten. Die Zustandsuntersuchung erfolgte im Rahmen des ZEBRA-Projektes (Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch). Der Abbruch gab Gelegenheit, den Zustand der Spannglieder mittels zerstörender Untersuchungen (Sondieröffnungen) ausführlich zu prüfen.



Bild 3: Perforiertes PE-Hüllrohr (Anpressseite).

Im Bereich von Hoch- und Tiefpunkten waren die Litzen der Spannglieder, bedingt durch die an das Hüllrohr angespressten Litzen, teilweise nicht vollständig mit zementösem Füllgut umhüllt. Die dünnwandigen PE-Hüllrohre (erste Hüllrohrgeneration) wurden in den Tiefpunkten durch den Anpressdruck und die Bewegung der Litzen während des Spannvorganges stellenweise perforiert (**Bild 3**).

Die auf der Deponie geöffneten Hüllrohre in den Hoch- und Tiefpunkten der Spannglieder zeigten eine teilweise mangelhafte Verfüllung, bedingt durch die an das Hüllrohr angespressten Litzen (**Bild 4**). In zwei Fällen war das zementöse Füllgut auch durchfeuchtet und von geringerer Festigkeit. An diesen Stellen wiesen die Litzen lokale und punktuelle Anrostungen auf. Lokale Anrostungen der Litzen durch äussere Feuchtigkeitseinwirkung traten auch im Trägerelement-Fugenbereich auf (**Bild 5**). Dieser Korrosionsbefund stand einerseits im Zusammenhang mit der unvollständigen Verfüllung im Anpressbereich der Litzen an das Kunststoffhüllrohr und andererseits mit dem feuchten Füllgut. Die Feuchtigkeitseinfiltration in das Hüllrohr war über die Elementfuge sowie die Hüllrohrmuffe oder über die Entlüftungsleitung möglich. Da es beim vorliegenden Kunststoffhüllrohr bei dieser Feuchtigkeitseinwirkung zu keiner Hüllrohrkorrosion kommen konnte, ging die Schutzfunktion des Hüllrohres für den Spannstahl nicht verloren. Das Feuchtigkeitsangebot im zementösen Füllgut blieb damit eingeschränkt, so dass sich die Spannstahlkorrosion nur sehr langsam entwickeln konnte.



Bild 4: Litzen sind im Tiefpunkt an die Hüllrohrwand gepresst worden (keine alkalische Einbettung).



Bild 5: Korrosion am Spannstahl bei einem Hochpunkt.

Die Verankerungen der Längsspannglieder wies starke Korrosionserscheinungen, stellenweise auch Lochfrass, auf. Durch die Betonierfuge zwischen dem Ortbeton der Querträger und den vorgefertigten Längsträgerelementen konnte chloridhaltiges Oberflächenwasser in die Verankerungsbereiche vordringen. Durch Spalten zwischen den Unterlegscheiben, die zur Kompensation des Klemmeneinzuges

zwischen Ankerkopf und Ankerplatte angeordnet waren, gelangte zwar stellenweise Feuchtigkeit in das Innere des Ankerkopfes bzw. der Trompete (**Bild 6**). Die vollständige Verfüllung im Inneren der Verankerung verhinderte jedoch Korrosionsschäden am Spannstahl.

Die Verankerung der Zugstreben befand sich ausgesprochen oberflächennah in der Fahrbahnplatte. Oberflächenwasser, welches durch Defekte in Belag und Abdichtung durch die geringe Betonüberdeckung (10 bis 35 mm) bis in den Verankerungsbereich vordringen konnte, führte partiell zu Korrosionsschäden.

Zwei der 8 Zugstreben-Spannglieder waren darüber hinaus im oberen Strebenbereich nur unvollständig mit zementösem Füllgut verfüllt. Dies könnte auf die grosse Spanngliedneigung von 55° zurückzuführen sein, die Setzungen und Wasserabscheidungen des Füllgutes begünstigt.

Der beobachtete Korrosionsangriff am Spannstahl dieser ungenügend ausinjizierten Spannglieder erfolgte mit erheblichen Materialverlusten von bis zu 15% des Spanndrahtquerschnittes. Bei fortschreitender Korrosion wäre langfristig das Versagen der Zugstrebenvorspannung möglich gewesen.



Bild 6: Spalt zwischen Ankerbüchse und –platte.

Um den Zustand der Kunststoffhüllrohre zu ermitteln, wurden von der Schweiz. Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich, der elektrische Widerstand zwischen Spannstahl und Bewehrung sowie die spezifische Kapazität der Spannglieder ermittelt. Die Spannglieder und die Bewehrung konnten an den Enden der ausgebauten Hohlkastenträger kontaktiert werden. Es konnten 58 von total 64 Spanngliedern gemessen werden. Die Messungen ergaben Folgendes:

- 43 der 58 gemessenen Spanngliedern (d.h. etwa 75%) wiesen einen elektrischen Kurzschluss zur schlaffen Bewehrung auf.
- Bei 21% der Spannglieder sind Fehlstellen im Hüllrohr vorhanden (ungenügende Isolation).
- Nur drei der gemessenen Spannglieder wiesen ein dichtes Hüllrohr auf.

Massnahmen

Die Brücke wurde wegen des Baus eines Tagbautunnels abgebrochen.

Folgerungen

Die Dauerhaftigkeit der Spannglieder hängt primär von der Schutzfunktion der Hüllrohre, der Dichtigkeit der Injektions- bzw. Entlüftungsleitungen und der Einbettung der Verankerungen im Stahlbeton ab. Die dünnwandigen Kunststoffhüllrohre, die leicht perforiert werden können, die konstruktive Ausführung des Bauwerkes und der Spannglieder im Bereich der Trägerelementfugen (beobachtete Feuchtigkeitinfiltrationen) sowie der ungenügende Schutz der Verankerungen der Spannglieder der Zugstreben in der Fahrbahnplatte stellen erhebliche Risikofaktoren für die Korrosionssicherheit der Spannglieder dar (siehe **Kapitel 2.7**). Deshalb ist der Dichtigkeit der Montagefugen der Längsträger und der Abdichtung der Brückenoberseite besonders hohe Aufmerksamkeit zu schenken.

Vorhandene Unterlagen

- Überführung Burggasse – Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, U 813806 vom 31.03.2003, Bänziger / Mühlán, TFB Wildegg.

Europabrücke Zürich

ZH-08

| | |
|--------------------------|---|
| Bauherr: | Tiefbauamt der Stadt Zürich |
| Bauwerksart: | Balkenbrücke, Ortbeton- und Segmentbauweise |
| Bauwerksfunktion: | Strassenverkehr |
| Baujahr: | 1961 / 1962 |

Beschreibung des Bauwerkes

Die Längsträger der Zwillingsbrücken über 38 Felder, mit Spannweiten zwischen 24 bis 64 m bestehen aus einem vorgespannten Hohlkastenquerschnitt (**Bild 1**). Die Längsträger sind indirekt, über Querträger, auf den Stützen aufgelagert. Beide Brücken sind über ihre Länge in vier Abschnitte unterteilt, Einhängeträger bilden jeweils die Abgrenzung zwischen den verschiedenen Abschnitten. In jedem Steg sind 9 Spannglieder, System BBRV, vorhanden. Beim Feld über die Limmat sind die Spannglieder in zwei Reihen, bei den übrigen Feldern in drei Reihen angeordnet. Es wurden zwei Spanngliedtypen verwendet. Ein Kabeltyp mit 44 Drähten Durchmesser 6 mm im Metallhüllrohr 55/61 mm und der andere Typ mit 55 Drähten à 6 mm im 65/72 mm Metallhüllrohr.

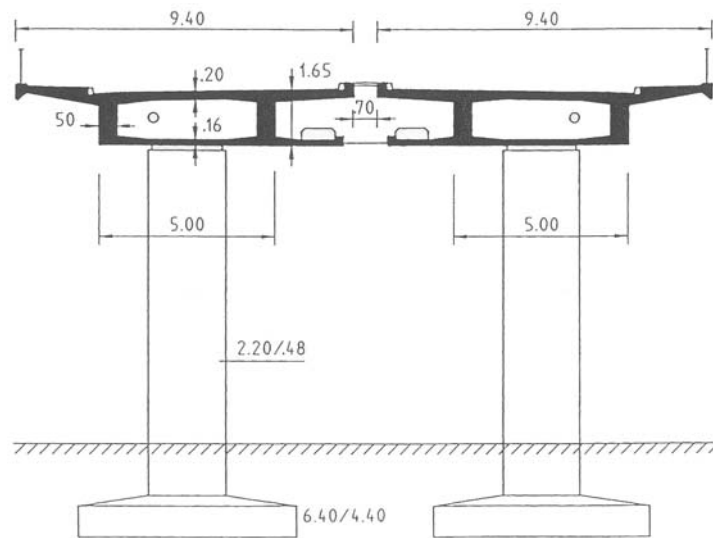


Bild 1: Brückenquerschnitt.

Als Abdichtung wurde unter dem Asphaltbelag (Dicke im Gehwegbereich 20 mm, im Fahrbahnbereich 55 mm) eine Mastixschicht aufgebracht, die jedoch beim Randstein nicht durchgängig vorhanden war.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

1987 wurde eine Zustandsuntersuchung durchgeführt. Dabei wurde in den Bereichen der Wasserrinne am Fahrbahnrand eine starke Chloridverseuchung des Betons und entsprechend auch starker Lochfrass an der Bewehrung festgestellt. Die Stege wurden wegen der schlechten Zugänglichkeit und der damit verbundenen hohen Kosten nicht untersucht. Im Rahmen der Instandsetzung in den Jahren 1992 bis 1994 wurden die Korrosionsschäden an den Fahrbahnplatten und den Gehwegen behoben, eine durchgehende Abdichtung eingebaut sowie die (Belags-)Entwässerung und die Fugenübergänge erneuert.

Anlässlich der Instandsetzungsarbeiten an den Fahrbahnplatten wurde eine durch Wasserspuren aus einem Belagsentwässerungsröhrchen (in den Bauwerksakten auch als Belagsentlüftungsröhrchen bezeichnet) angezeigte Schadstelle im Aussensteg freigelegt (**Bild 2**). Es wurden durchkorrodierte Hüllrohre und einige durchkorrodierte Spanndrähte entdeckt (**Bild 3**). Darauf folgten Potenzialmessungen an den Stegen der ganzen Brücke, Chloridanalysen und Sondierungen. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Über das ganze Bauwerk existierten ungefähr 200 Stellen mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit der Spannglieder von 50% oder mehr. Für ca. 10% der Stegfläche musste mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung von mehr als 50% gerechnet werden. Bei den Fugen der Einhängeträger war mit Korrosion zu rechnen.
- Bei Sondierungen wurden 9 Stellen mit durchgerosteten Hüllrohren und Querschnittsverminderungen an den Spanndrähten bis maximal 15% festgestellt. Von den 52 Drähten eines Spanngliedes waren maximal sechs geschädigt.
- Der Chloridgehalt im zementösen Füllgut betrug bis zu 0.16 M.% bzgl. Zement (**Bild 4**).

Die kritischen Bereiche bzgl. Korrosion der Spannglieder waren überall dort zu finden, wo chloridhaltiges Wasser Zutritt zur Konstruktion hatte. An der Aussenseite der Stege war dies bei wasserführenden Belagsentwässerungsröhrchen (**Bild 5**) und an der Innenseite bei undichten Entwässerungsschächten der Fall. Auch die Fugenübergänge bei den Einhängeträgern waren undicht.



Bild 2: Spuren der Wasserläufe entlang der Stegaussenseite.



Bild 3: Durchkorrodiertes Hüllrohr und durchkorrodierte Spanndrähte.

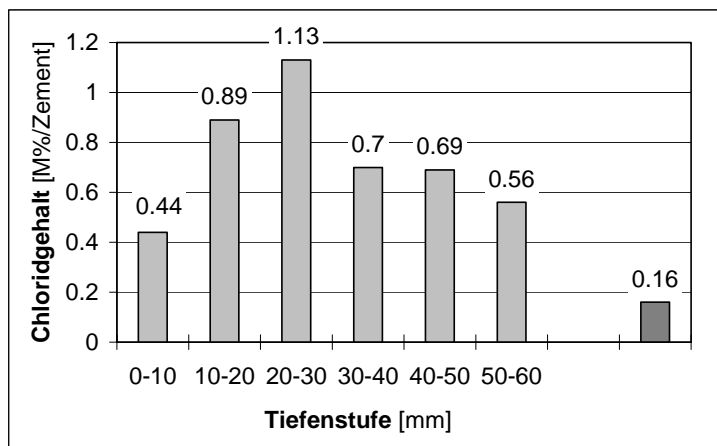


Bild 4:

Chloridprofil im Steg, von aussen nach innen, Chloridgehalt in M.% bzgl. Zement. Die Überdeckungen an dieser Stelle wurden mit 20 bis 25 mm (1. Lage der Bewehrung), 40 mm (2. Lage) und 50 mm (Hüllrohr) bestimmt. Der letzte Wert, 0.16 M.%, wurde im zementösen Füllgut bestimmt.

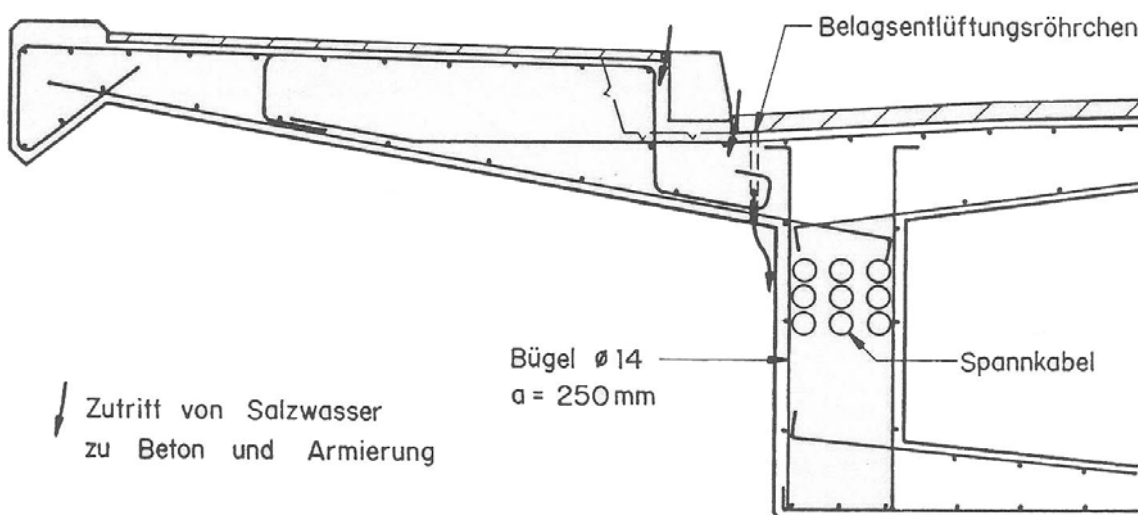


Bild 5: Belagsentlüftungsröhrchen und Wasserwege.

Die Nachrechnung zeigte, dass die vorhandene Korrosion an den Spanndrähten noch keine Gefährdung der Tragsicherheit darstellte. An mehreren Stellen wurde aber festgestellt, dass die Tragfähigkeit den heutigen Anforderungen nicht entspricht:

- Schubtragfähigkeit der Auflagerkonsolen der Einhängeträger
- Schubtragfähigkeit der Stege der Längsträger und der Querträger
- Biegetragfähigkeit der inneren Fahrbahnkonsole.

Bei einer Begehung im Inneren der Brücke wurden an einzelnen Orten Schubriss mit einer Breite bis max. 0.2 mm festgestellt, die an der Aussenseite nicht sichtbar waren. Die geringe Schubtragfähigkeit ist eine Folge der wenigen Bügel (in den Stegen) und der fehlenden Aufhängebewehrung (in den Querträgern). Zudem musste aufgrund der Nachrechnungen im Falle eines Versagens mit einem Sprödbbruch gerechnet werden.

Massnahmen

Als direkte Sicherheitsmassnahme wurden die Einhängeträger durch Betonstützen unterstützt.

Da aus statischen Gründen in den auf Schub hoch beanspruchten Stegbereichen eine Instandsetzung mit Betonabtrag nicht möglich war, mussten neue Wege gesucht werden. Einerseits wurden 1996/97 am IBK der ETH Zürich statische Modellversuche durchgeführt, um die effektiv vorhandene Tragfähigkeit zu bestimmen. Andererseits wurden 1995 im Rahmen eines Überwachungsprogramms 25 Testfelder ausserhalb der kritischen Schubbereiche eingerichtet, um den Korrosionsfortschritt zu ermitteln. Die Resultate der umfangreichen Messungen an den Testfeldern und weiteren Flächen sowie der durchgeführten Sondierungen wurden im Jahr 2002 ausgewertet. Die wichtigsten Folgerungen sind nachfolgend zusammengefasst:

- Nach der Instandsetzung der Brücke konnte der Beton austrocknen. Das Fernhalten des Wassers bewirkte ein Austrocknen des Betons und eine Abnahme der Abtragsrate bzw. der Korrosionsgeschwindigkeit.
- Die Korrosionspotenziale verschoben sich seit 1994 um teilweise mehrere 100 mV in die positive Richtung. Die Verschiebung fiel umso höher aus, je negativer das Potenzial im Jahr 1994 war. Bei den verschiedenen Abschnitten der Hauptbrücken lagen im Jahr 2000 nur noch etwa 1 bis 11% der Potenziale unter $-150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ und 0 bis 1% der Werte unter $-200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Werte unter $-250 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ waren nur noch sehr vereinzelt vorhanden. Eine Anhäufung von Werten unter $-200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ trat nicht mehr auf.
- Die Abtragsrate ist stark abhängig vom Potenzial (**Bild 6**). Es kann mit folgenden Werten für den Betonstahl gerechnet werden:

| | | | |
|-------------------------------------|-------------|------|---------|
| $\leq -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ | bis | 1.0 | mm/Jahr |
| $\leq -250 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ | bis | 0.2 | mm/Jahr |
| $\geq -200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ | weniger als | 0.08 | mm/Jahr |
| $\geq -150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ | weniger als | 0.06 | mm/Jahr |
| $\geq -100 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ | weniger als | 0.05 | mm/Jahr |
| $\geq 0 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ | weniger als | 0.03 | mm/Jahr |
- Für die Spanndrähte sind die entsprechenden Werte vermutlich eher etwas tiefer. Im Sinne einer konservativen Annahme wurden für die Beurteilung aber die gleichen Werte verwendet.
- Die Abtragsrate wird, sofern der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist, wesentlich stärker oder praktisch nur durch die Betonfeuchtigkeit bzw. den elektrischen Betonwiderstand und kaum durch Chloridgehalt (**Bild 7**) bestimmt.

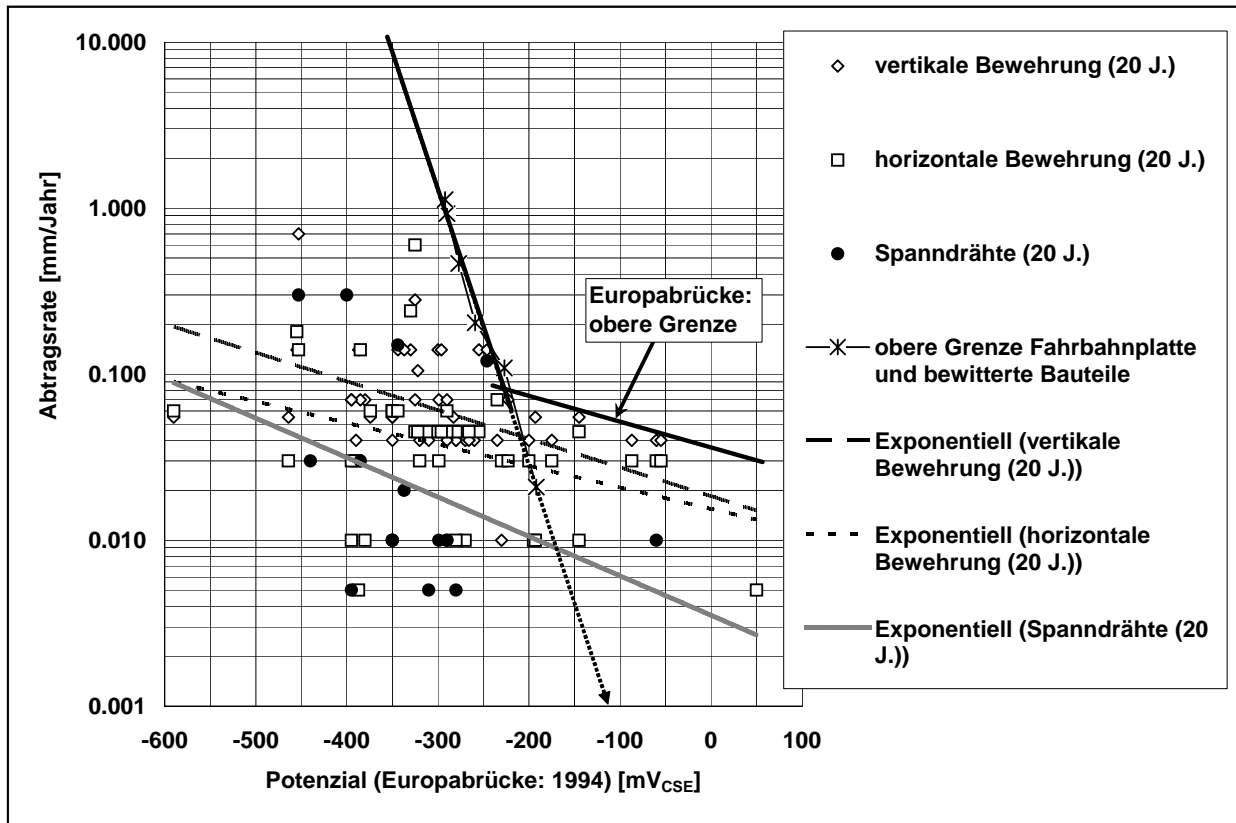


Bild 6: Berechneter mittlerer jährlicher Abtrag in Abhängigkeit vom Potenzial (Ergebnisse aus Sonden). Die Linien für Fahrbahnplatten und bewitterte Bauteile sind [Schiegg 2002] entnommen.

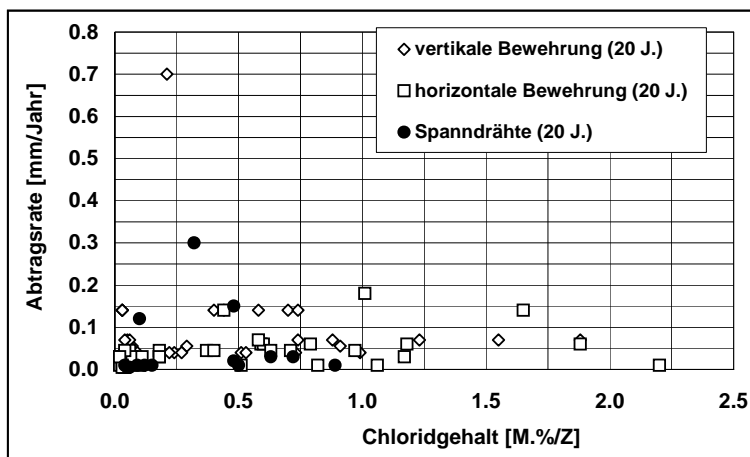


Bild 7:

Berechneter mittlerer jährlicher Abtrag über die Zeit von 20 Jahren in Abhängigkeit vom Chloridgehalt auf der Höhe der Bewehrung bzw. der Spannglieder.

Aus den Ergebnissen konnte gefolgert werden, dass bei den Hauptbrücken kaum mehr Flächen mit Abtragsraten über 0.1 mm/Jahr vorhanden sind. Grössere zusammenhängende Flächen mit Abtragsraten von 50 bis 80 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ sind demgegenüber noch möglich. Basierend auf den Erkenntnissen wurde ein Modell für die Beurteilung der Gefährdung der Spannglieder in Stegen durch den seitlichen Chlorideintrag und der dadurch verursachten Korrosion am Spannstahl entwickelt (**Kapitel 2.8.2**). Daraus wurde gefolgert, dass

- der an der Europabrücke vorhandene Spanngliedtyp maximal zur Hälfte ausfallen kann (Worst Case-Szenarium).
- für alle dreireihigen Spanngliedführungen keine Gefährdung besteht, so lange nicht noch weitere Gefährdungen hinzukommen (z.B. Schäden im Bereich der ehemaligen Entwässerungstassen oder erneuter Wassereintrag). Begründung: Wenn je die Hälfte der Spanngliedquerschnitte an den beiden äusseren, randnahen Reihen wegkorrodiert, verbleibt als Restquerschnitt eine plus zweimal eine hal-

be Reihe, also 2/3 des ursprünglichen Querschnittes. Gemäss den Modellversuchen an der ETH ist bei 70% der Vorspannbewehrung noch eine globale Sicherheit von $\gamma_{gl} = 1.7$ vorhanden.

Bei den Rampenbrücken gelten grundsätzlich die gleichen Zusammenhänge wie bei der Hauptbrücke. Eine gesicherte Aussage dazu war aber mangels Resultaten nicht möglich.

Die erarbeiteten neuen Erkenntnisse konnten benutzt werden, um auch die Fläche mit dem möglichen vollständigen Ausfall der Bügelbewehrung abzuschätzen. Hiefür wurde Folgendes angenommen (**Bild 8**):

- Bei grösseren Flächen mit Potenzialen $1994 \leq -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ sind die Bügel vollständig ausgefallen.
- Für Flächen mit Potenzialen $1994 > -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ können für die Berechnung des Querschnittsverlustes für die Zeit bis zur Instandsetzung die oben genannten potenzialabhängigen Abtragsraten eingesetzt werden. Einzelne negativere Potenzialwerte können vernachlässigt werden.
- Es darf von einem einseitigen Angriff auf die Bewehrungsstäbe ausgegangen werden (kein Angriff über den gesamten Umfang der Bewehrungsstäbe).
- Für die Zeit nach der Instandsetzung kann in den Bereichen, in denen das Potenzial $1994 \geq -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ war, generell mit einem weiteren Abtrag von etwa $50 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ gerechnet werden.

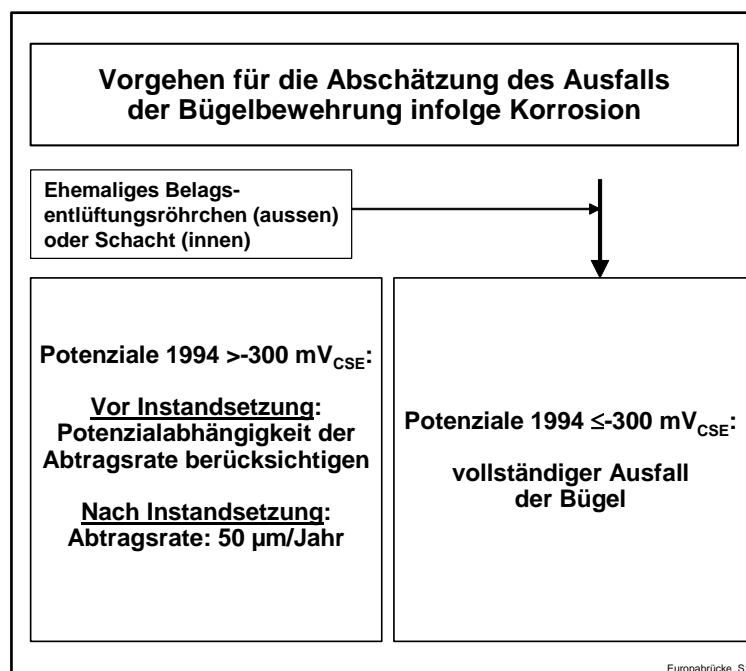


Bild 8: Vorgehen zur Abschätzung der Fläche mit einem vollständigen Ausfall bzw. mit einer unzulässigen Querschnittsreduktion der Bügelbewehrung bei den Stegen (schematisch).

Mit diesem Modell wurden die Restquerschnitte an der Bügelbewehrung für die Jahre 2020 und 2045 abgeschätzt. Dabei wurden alle Stellen, die über eine Länge von mindestens 2 m Restquerschnitte $< 50\%$ im Jahre 2020 aufweisen könnten, weiter bearbeitet. Gemäss den Modellversuchen der ETH reicht die Hälfte der Schubbewehrung für eine genügende Schubtragfähigkeit aus. Die Auswertung ergab, dass an der Hauptbrücke Ost noch 5 Stellen bleiben, die in Zukunft ungenügende Restquerschnitte aufweisen könnten. Davon liegen drei Stellen im Schubbereich. Bei den übrigen Brückenabschnitten (Rampen und Hauptbrücke West) blieb nur eine Gefährdungsstelle bei der Max Höggerrampe unsicher, weil sie nur einseitig gemessen werden konnte (Einlenkerrandträger). Diese Stellen werden weiter verfolgt.

Folgerungen

Die Korrosionsschäden an den Spanngliedern sind dadurch entstanden, dass über viele Jahre chloridhaltiges Wasser über die Belagsentwässerungsröhrchen, über undichte Fahrbahnübergänge und über das undichte Entwässerungssystem sowie über den wenig dichten Überdeckungsbeton zum Spannstahl gelangen konnte.

Der seitliche Chlorideintrag in die Stegbereiche der Brückenträger führte dort, wo der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten wurde, zur Korrosion am Betonstahl, an den nur 0.3 bis 0.5 mm dicken Hüllrohren und anschliessend zur Kontamination des zementösen Füllgutes mit Chloriden und zur Korrosion an den Spannstählen.

Die Spannstahldrähte, die dem Rand näher zugewandt waren, befanden sich vermutlich schon nach wenigen Jahren in chloridverunreinigtem Füllgut und begannen zu korrodieren, während die weiter innen liegenden Drähte noch im unkontaminierten Füllgut eingebunden waren. Um Korrosion an den innen liegenden Drähten auszulösen, müssen die Chloride durch die dünnen Schichten von Füllgut zwischen den aussen liegenden zu den weiter innen liegenden Drähten vordringen. Rein geometrisch gesehen, führt dies zu einer starken Reduktion der diffusionsfähigen Querschnittsfläche (ein Faktor von 10 und mehr ist möglich), was den Chlorideintrag und den Chloridgehalt im innen liegenden Füllgut reduziert.

Wenn Wasser durch perforierte Hüllrohre zum Spannstahl gelangen kann, ist es nicht erforderlich, dass der kritische Chloridgehalt überschritten wird. Korrosion findet dann schon alleine wegen der Anwesenheit von Wasser statt (atmosphärische Korrosion). Bei der Europabrücke wurden jedoch nur wenige Risse im Stahlbeton festgestellt, die Wasser direkt von der Betonoberfläche an die Spanndrähte führen konnten. Nach der Instandsetzung sollten allenfalls vorhandene Risse kein Wasser mehr führen.

Beobachtungen an ausgebauten Spanndrähten bei den Sondagen der Europabrücke liessen den Schluss zu, dass aufgrund des reduzierten Sauerstoffangebots und der eher tiefen relativen Luftfeuchtigkeit innerhalb der Hüllrohre (kein flüssiges Wasser vorhanden) mit einer niedrigen Korrosionsgeschwindigkeit zu rechnen ist. Die innen liegenden Spanndrähte sollten daher im vorliegenden Fall innerhalb der wahrscheinlichen Restnutzungszeit wegen der atmosphärischen Korrosion kaum vollständig durchkorrodieren oder durchreissen.

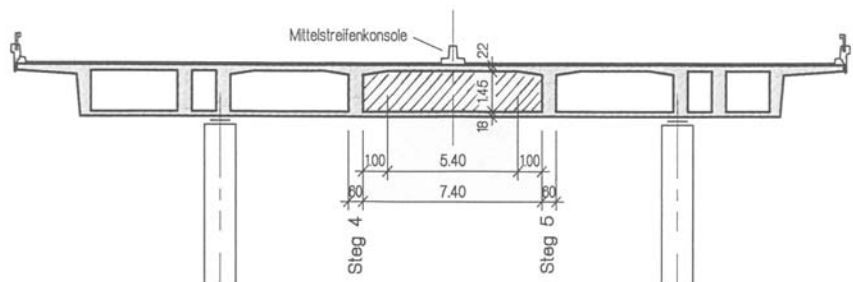
Die umfangreichen Untersuchungen erlaubten erstmals, ein Modell für den seitlichen Korrosionsangriff von Spanngliedern zu entwickeln (**Kapitel 2.8.2**).

Vorhandene Unterlagen

- Europabrücke - Erläuterung zur Problematik Schubtragfähigkeit / Spannkabel- und Bügelkorrosion, ACS Partner AG, Bericht Nr. 1486.07 vom 19. Oktober 1994.
- Modellversuche Europabrücke, IBK-Bericht Nr. 227, März 1997.
- Instandsetzung Europabrücke Zürich, SIA, Heft Nr. 19 vom 9. Mai 1997.
- Protokolle und Berichte ACS Partner AG.
- Berichte SGK, Zürich.
- Europabrücke Zürich, Expertise zur Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung, U 991017 vom 26.06.2002, Dr. F. Hunkeler, TFB.

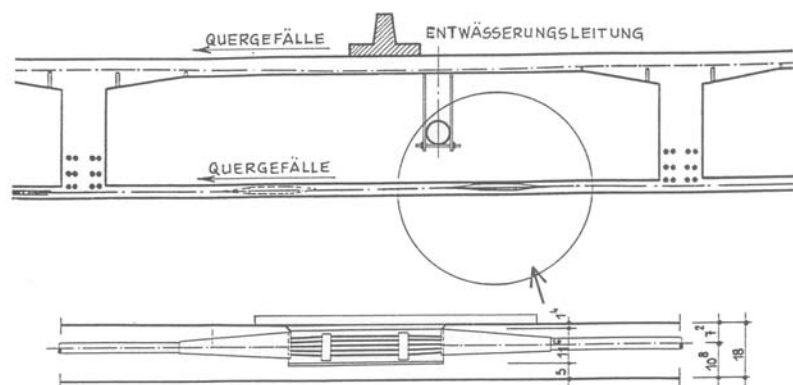
A3 (SN 3.4.2) Sihlhochstrasse**ZH-16**

| | |
|--------------------------|-------------------------------|
| Bauherr: | Tiefbauamt des Kantons Zürich |
| Bauwerksart: | Balkenbrücke, Ortbeton |
| Bauwerksfunktion: | Strassenverkehr |
| Baujahr: | 1970 - 1972 |

Beschreibung des Bauwerkes**Bild 1:** Sihlhochstrasse.**Bild 2:** Querschnitt in den Verbreiterungen.

Die Sihlhochstrasse (**Bild 1**) besteht aus der 1'494 m langen Hauptbrücke mit 3 Dilatationsabschnitten und anschliessenden Rampenbrücken von insgesamt 1'016 m Länge. Die Normalspannweite der Hauptbrücke beträgt 42.40 m und besteht aus zwei Hohlkästen, die durch eine Fahrbahnplatte verbunden sind. In den Endbereichen verbreitert sich die Fahrbahnplatte von 25 m auf über 44 m. Hier weist der Querschnitt eine variierende Zellenanzahl auf. Die untere Kastenplatte von teilweise nur 180 mm Stärke ist durchgehend (**Bild 2**).

Die Längsvorspannung in den Hohlkastenstegen besteht aus gekuppelten BBRV-Drahtspanngliedern mit je 54 Drähten $\varnothing 7$ mm. Die Anzahl Spannglieder pro Steg variiert je nach Ort zwischen 6 und 12 Stück. In der durchgehenden unteren Kastenplatte ist z. T. eine Quervorspannung, bestehend aus BBRV-Spanngliedern mit 10 bzw. 20 Drähten $\varnothing 6$ mm mit Abständen von 0.4 bis 1.8 m, angeordnet. Diese weisen an ihren Enden feste Verankerungen auf und sind mittels vier beweglichen Zwischenverankerungen (Z-Anker) vorgespannt worden (**Bild 3**).

**Bild 3:** Zwischenverankerung (Z-Anker) in der unteren Kastenplatte.

Infolge der sehr geringen Plattenstärke von nur 180 mm konnte die Betonüberdeckung im Bereich der Zwischenverankerungen nur durch eine lokal aufgebrachte Überbetonschicht von 30 bis 40 mm einigermassen gewährleistet werden. Die Fahrbahnplatte ist ebenfalls alle 0.5 bis 0.7 m mit BBRV-Spanngliedern mit je 20 Drähten \varnothing 6 mm quer vorgespannt und mit einem festen und einem beweglichen Anker in der Fahrbahnkonsole verankert. Bei korrekter Anordnung der Spannbewehrung war die Überdeckung des beweglichen Ankers durch den Beton der Fahrbahn 1 cm dick. Die Ankerplatte war unter dem Rand der vorfabrizierten Randbrüstungen angeordnet.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Nachdem im Jahre 1997 im Rahmen einer ersten detaillierten Untersuchung von zwei Hohlkästen (von insgesamt 145 Stück) örtlich starke Vernässungen und hohe Chloridgehalte festgestellt worden sind, führte man weitere, umfassende Zustandserfassungen an der gesamten Brückenkonstruktion durch, und legte im Anschluss ein Instandsetzungsprogramm für das Bauwerk fest. Die Wasserzutritte erfolgten über die undichte Abdichtung der Fahrbahnplatte, über undichte Entwässerungsschächte und -leitungen sowie über Elektrorohre \varnothing_a 59 mm (**Bilder 4 und 5**). Besonders die untere Kastenplatte wies sehr hohe Chloridgehalte auf.



Bild 4: Undichte Entwässerungsleitung.



Bild 5: Wassereintritt durch Elektrorohre.

Die Vernässung der hohlkastenseitigen Stegflächen und Bodenplatten in mehreren Hohlkästen führte stellenweise zu einem hohen Chlorideintrag im Beton des Eckbereiches Steg/Platte. Dies hatte eine erhebliche Lochkorrosion an der schlaffen Bewehrung und korrodierte Hüllrohre bei tief liegenden Längspanngliedern in den Kastenstegen im Feldbereich zur Folge. Bei einem aussen liegenden Spannglied eines Innensteges war das Hüllrohr lokal wegkorrodiert. Von den insgesamt 54 Drähten wiesen 8 bis 12 Drähte Querschnittsvermindierungen (bis zu 100%) auf (**Bild 6**). Bei einem Brückenende, das als künftige Koppelfuge ausgebildet ist (Brückenverlängerung), hatten die Endverankerungen der Längsvorspannung unter ihren gefetteten Schutzkappen keinen Schaden genommen. Bei mehreren Ankern wurden allerdings bei den äusseren Drähten in den Stauchköpfen Risse festgestellt, die aber nach einem internen Bericht der Stahlton AG aus dem Jahre 1976 auf den Spannvorgang zurückgeführt und als unbedenklich eingestuft wurden.

In der durchgehenden Bodenplatte der Hohlkästen kam es aufgrund der ungenügenden Plattenstärke bzw. Betonüberdeckung unweigerlich zu massivem Lochfrass an der Quervorspannbewehrung, speziell im Bereich der Z-Anker (**Bild 7**). Die oberen Bereiche der Anker- und Abstützplatten der Zwischenverankerungen waren stellenweise bis zu 10 mm tief korrodiert. Bei den Instandsetzungsarbeiten zeigte sich, dass trotz starkem Lochfrass an der schlaffen Bewehrung im Bereich der undichten Schrammbord- und Belagsrandfugen, der Schädigungsgrad der Quervorspannung in der Fahrbahnplatte deutlich geringer war als jener des Betonstahls. Einige der freigelegten Ankerköpfe wiesen aber massive Lochkorrosion an Stützschaalen, Spannringen und Drahtüberständen auf.



Bild 6: Korrodierte Drähte der Längsvorspannung (mittels HDW freigelegt)



Bild 7: Freigelegter Z-Anker mit Drahtbruch

Massnahmen

An der Brücke wurden umfangreiche Instandsetzungen durchgeführt. Mittels HDW wurde der geschädigte Beton bis auf die Bewehrung abgetragen. Stark korrodierte Hüllrohre wurden ersetzt, freiliegende Spanndrähte und Hüllrohre mit Korrosionsschutz versehen und Hohlstellen im Spannglied mit zementösem Füllgut verfüllt. Sämtliche freigelegten Spannglieder wurden zusätzlich mit einer ca. 3 cm starken Schicht Instandsetzungsmörtel versehen. Die untere Kastenplatte und der schadhafte Steg wurden mit Reprofilierbeton überbetoniert. Der Konstruktionsbeton hinter den Verankerungen der Quervorspannung in der Fahrbahnplatte wurde zinnenförmig abgetragen und die Anker kontrolliert. Da zwischen dem HDW-Abtrag und dem anschliessenden Einbetonieren ca. 2 Monate vergingen, wurden die Ankerköpfe nach dem Freilegen mit einem Korrosionsschutzanstrich temporär geschützt.

Folgerungen

Empfindliche Bauteile, wie die hier verwendeten Zwischenverankerungen der Bodenplattenvorspannung und die beweglichen Verankerungen der Fahrbahnplattenquervorspannung, die einen Einfluss auf die Tragfähigkeit des gesamten Bauwerks haben, sind durch eine genügende Betonüberdeckung und ggf. zusätzliche Korrosionsschutzmassnahmen abzuschirmen.

Stehendes Wasser kann über längere Zeit einen Bauteilquerschnitt durchfeuchten. Feuchtigkeit kann so bis zu den Spanngliedern vordringen und zu Korrosion führen. Besonders bei geschlossenen Baukörpern wie Hohlkästen ist es notwendig, die Bildung von stehendem Wasser (z. B. Kondenswasser) durch geeignete Auslassöffnungen im Hohlkastenboden zu verhindern.

Die Brückenentwässerungsleitungen und die Werkleitungen sind, wenn möglich, ausserhalb des Hohlkastens anzuordnen.

Vorhandene Unterlagen

- Schalcher W. et al., Die Sihlhochstrasse in Zürich, Schweizerische Bauzeitung, Heft 21, Mai 1974.
- Zustandsberichte Nr. 8037. 2/1 und 8037. 2/2, Edy Toscano AG vom 13.05.1997.
- Zustandsbericht Nr. 8059.2/1603, Edy Toscano AG vom 27.06.2003.

Autobahnraststätte Würenlos**AG-07**

| | |
|--------------------------|----------------------------------|
| Bauherr: | Mövenpick Gastronomie Schweiz AG |
| Bauwerksart: | Balkenbrücke mit Schrägseilen |
| Bauwerksfunktion: | Restaurant- und Shoppingbrücke |
| Baujahr: | 1972 |

Beschreibung des Bauwerkes

Die 1972 erbaute etwa 130 m lange und sechs Fahrbahnen überspannende Restaurant- und Shoppingbrücke war mit ihrer Brutto-Geschossfläche von 7'800 m² in den Siebziger Jahren in Europa einzigartig (**Bild 1**). Im Jahre 1972 war das 25-Millionen-Projekt das grösste seiner Art und zählt noch heute zu den grössten Autobahn-Raststätten Europas.

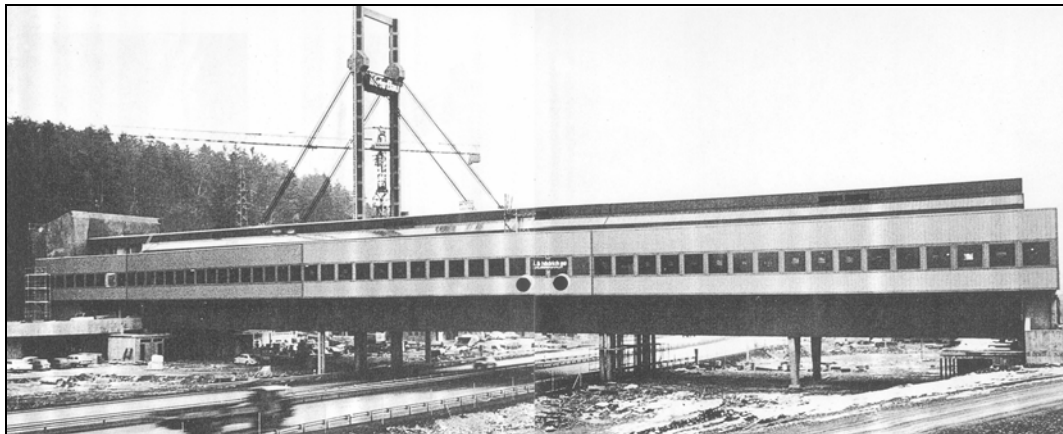


Bild 1: Gebäudeansicht (Seite Bern).

Die Stahltragkonstruktion bildet mit ihren Hauptträgern in Längs- und Querrichtung in Verbindung mit den Stützen einen räumlichen Rahmen (breiteste Stelle: 26.5 m). Der mittlere Abschnitt mit 2 x 36 m Spannweite überbrückt die Autobahn; der limmatseitige Gebäudeabschnitt hat eine Stützweite von 2 x 18 m. Die Aufhängung der inneren Längsträger an die 45 m hohen Pylone mittels BBRV-Schrägseilen ermöglichte es, für beide Stützabschnitte gleich grosse Trägerhöhen zu wählen. Jedes der 16 Schrägseile à 30 m Länge enthielt 77 Drähte Ø 7 mm in einem Polyethylenhüllrohr (Ø 110/96 mm), das mit zementösem Füllgut verpresst wurde. Der Anschluss der PE-Hüllrohre an die Stahlkonstruktion erfolgte ausserhalb der Dachkonstruktion und des Pylons mittels an den Ankerplatten angeschweissten Stahltrompeten. Das PE-Hüllrohr wurde mit Briden auf das Stahlrohr geklemmt und mit einer harzgetränkten Bandage abgedeckt.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Vor der Injektion der Schrägseile mussten 4 Hüllrohre verlängert werden, da sie sich im Winter stark verkürzt hatten. Die Verlängerung erfolgte mit PE-Hüllrohren gleichen Durchmessers. Die Kopplungsstelle wurde mit Silikonkitt abgedichtet und mit harzgetränkten Bandagen umwickelt. Bereits wenige Jahre nach dem Injizieren wurden bei 4 Schrägseilen 10 bis 50 cm lange Risse im unteren Bereich der Hüllrohre und Risse in den Bandagen festgestellt. Gemäss Angaben der Stahlton AG haben zu grosse, im PE-Hüllrohr verbliebene Dehnungen, welche während der Injektionsarbeiten verursacht wurden, zu einer starken Abminderung der Lebenserwartung und dem vorzeitigen Versagen der Hüllrohre geführt. Die übermässigen Dehnungen entstanden aus der Kumulation verschiedener Einflüsse wie hydrostatischem Druck, Umgebungstemperatur, Bewegungsdruck und dem Verschliessen der Entlüftungen unter Druck, wie in der konventionellen Vorspanntechnik üblich. Die Reparatur der Schrägseile erfolgte mit Hüllrohren grösseren Durchmessers, die längs aufgeschnitten, über die gerissenen Stellen gestülpt und verschweisst wurden.

1989 wurde deutlich, dass sich die Instandsetzung nicht bei allen Schrägseilen bewährt hatte. Bei einer erneuten Inspektion zeigte sich, dass sich die Risse teilweise um mehrere Meter von der Muffe seilaufrwärts verlängert hatten. Durch die Reparatur wurden Risse lokal abgedeckt, die im alten Hüllrohr verblie-

benen Restspannungen jedoch nicht abgebaut. Überlagert durch zusätzliche Spannungen infolge behinderter Verformung bei tiefen Temperaturen, wurde die Zugfestigkeit überschritten.

Drähte, die sich an der Oberfläche des zementösen Füllgutes befanden, wiesen leichte Korrosionsspuren auf. Eine Offenlegung der Füllgutsäule knapp oberhalb der Stahltrompeten ergab aber, dass kein Wasser durch die Verletzung im Hüllrohr bis in die weiter unten befindlichen Füllgutbereiche durchsickern konnte. Auch im oberen Spannliedbereich wurden Bandagen verwendet, um Inspektionsöffnungen zu verschliessen, mit deren Hilfe die Vollständigkeit der Injektion nach dem Verpressen überprüft worden war. Auch in diesen Seilabschnitten zeigten sich Beschädigungen der versprödeten Bandagen. Je nach Zustand der Bandage waren die Drähte lokal korrodiert (**Bilder 2 bis 5**).



Bild 2: Muffenbereich unten.



Bild 3: Muffenbereich oben (mit versprödeten Bandagen).



Bild 4: Öffnen des Spannliedes.



Bild 5: Risse im PE-Hüllrohr sowie Drähte mit Korrosionsspuren (verursacht von Kerben einer unvorteilhaften Inspektionsöffnung).

Mit einer magnetinduktiven Prüfung der EMPA wurden im Jahr 1990 aller Schrägseile auf Drahtbrüche und Korrosion überprüft. Bei sieben von 16 untersuchten Schrägseilen konnten so mittlere bis starke Korrosionsspuren festgestellt werden. Der Drahtquerschnitt der betroffenen Schrägseile war teilweise um bis zu 3% vermindert. Sondierfenster an einem Schrägseil ergaben, dass die Drähte im unteren Teil (12-Uhr-Lage) einer geöffneten Stelle in einer weichen, feuchten, gipsartigen Masse eingebettet waren. Eine Analyse der Masse ergab ausser Ettringitanteilen aber nur ganz geringe Anteile an korrosionsfördernden Stoffen. Beim Öffnen einiger Muffen quollen Korrosionsprodukte hervor. Nach dem vollständigen Entfernen der Muffe zeigte sich, dass die Korrosionsstelle nur wenige Millimeter unter die Muffe reichte. Die Drähte wiesen an der Berührungsstelle mit der Muffe lochfrassartige Vertiefungen auf, die auf Kontakt- oder Reibkorrosion zurückgeführt wurden. In allen Übergangsbereichen wurden umfangreiche Hohlräume im Füllgut entdeckt, deren Entstehung auf den Zeitpunkt der Erstinjektion zurückgeführt wurde. Die Drähte waren aber bis auf eine Ausnahme frei von Korrosion.

Massnahmen

Die Hüllrohre wurden an den betroffenen Schadstellen geöffnet, allfällige Korrosionsprodukte und feuchtes Füllgut wurden entfernt. Die korrodierten Drähte wurden durch Sandstrahlen von Rost befreit und anschliessend mit Korrosionsschutzöl behandelt. Die beschädigten Hüllrohre wurden entfernt und mit einem verschweissten grösseren Rohr ergänzt. Die Hohlräume zwischen Drahtbündel und Hüllrohr wurden mit zementösem Füllgut ausinjiziert. Die Korrosionsverläufe sollten mittels periodischer Prüfungen überwacht werden. Da die Schrägseile aber aus baulichen Gründen nicht vollständig, sondern nur auf etwa 75% ihrer Länger untersucht werden konnten, war ein gewisses Restrisiko vorhanden.

Im Jahre 1998 wurde entschieden, die alten Schrägseile schliesslich durch moderne, zeitgemässe Spannglieder (mit 61 verzinkten Spanndrähten \varnothing 7 mm und mit plastischem Füllgut im Schrägseil) zu ersetzen. Um den Zustand der neuen Schrägseile überwachen zu können, wurden die Spannglieder mittels Isolationsplatten vom übrigen Bauwerk elektrisch getrennt und mit Messanschlüssen versehen (**Bild 6**).

Bei dieser Gelegenheit wurden die 1990 instand gesetzten und damals nicht prüfbaren Seilabschnitte untersucht. Diese waren vollständig ausinjiziert, es konnten aber einige Stellen mit Gips angereichertem Füllgut entdeckt werden. Die festgestellten Korrosionsschäden gingen nicht über die im Jahre 1990 vorgefundenen hinaus. Die Instandsetzung von 1990 hatte sich soweit bewährt; in den instand gesetzten Bereichen waren keine neuen Korrosionserscheinungen beobachtet worden (**Bild 7**).

Im Verlaufe des Jahres 2004 wurde das Bauwerk umgebaut und erneuert.



Bild 6: Unterer Verankerungsbereich (Schutzhauben mit Messanschluss).

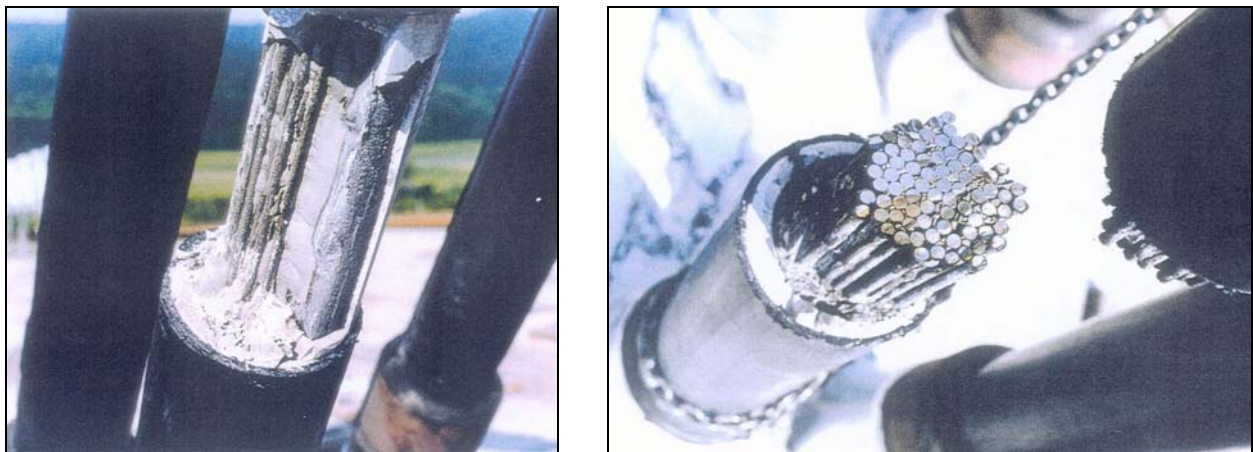


Bild 7: Überprüfung der ausgebauten Schrägseile (1998).

Folgerungen

Der vorliegende Fall hat wesentliche Erkenntnisse für die Injektionstechnik von geneigten Schrägseilen sowie für die Auswahlkriterien von Kunststoffrohren gebracht. Andererseits hat sich gezeigt, dass der technischen Ausführung von Inspektionsöffnungen, inklusive deren Wiederverschluss, grösste Aufmerksamkeit beizumessen ist. Umwelteinflüsse wie UV-Licht und grosse Temperaturunterschiede sind nicht zu unterschätzen. Ein Vorteil wäre zudem gewesen, wenn die Schrägseile von Anfang an als auswechselbare Elemente konzipiert worden wären.

Vorhandene Unterlagen

- Elegantes Brückenrestaurant über die N 1, Separatdruck aus dem Schweizer Baublatt Nr.25, 1972
- Kontrolle der Aufhängekabel, EMPA Bericht Nr. 122'274 vom 31. Mai 1990, E. Blaser.
- Autobahnraststätte Würenlos – Sanierungsarbeiten Aufhängekabel – Zwischenbericht, August 1990, Ramser Bauphysik AG.
- Autobahnraststätte Würenlos – Ersatz der Tragkabel“, Schlussbericht der ausgeführten Arbeiten vom 24.08.1998, Stahlton AG.
- Schriftverkehr und diverse Protokolle über Arbeiten an den Schrägseilen aus den Jahren 1971 bis 1990, Stahlton AG.
- Umbau Autobahnraststätte Würenlos – Stütz-, Arbeits- und Schutzgerüst für die Raststätte Würenlos, baublatt, Nr. 71, 31. Aug. 2004, S. 14-15.

Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen

SG-07

Bauherr: Hochbauamt der Stadt St. Gallen
Bauwerksart: Vorgespannte Flachdecke aus Ortbeton
Bauwerksfunktion: Sporthalle mit Parkhaus
Baujahr: 1982 bis 1984

Beschreibung des Bauwerkes

Das Gebäude Sporthalle Kreuzbleiche in St. Gallen besteht aus einer Sporthalle (Stahlkonstruktion) und einem unterirdischen Parkhaus mit vorgespannten Ortbetondecken. Die Aussenmasse des zweigeschossigen Parkhauses betragen rund 51 x 89 m. Das Stützenrastermass ergibt sich zu 7.20 x 8.40 m, in den Randfeldern ist es etwa halb so gross. Um eine komplizierte Fugenführung infolge Grundwasserproblematik auf der einen Seite und Sporthallennutzung auf der anderen zu vermeiden, wurden die Geschossdecken in Stützstreifen-Vorspannung ausgeführt, die mit CONA-Monolithenspanngliedern ohne Verbund (0.6“ Litzen) bewerkstelligt worden ist. In den Stützstreifen der 24 bis 32 cm starken Parkgeschossdecken wurden in Längsrichtung 8 und in Querrichtung 10 Kabel pro Streifen angeordnet (**Bilder 1 und 2**).

In der Gebäudemitte bestand während der Bauzeit eine Schwindgasse (**Bild 2**). In diesem Zusammenhang wurde die Vorspannung in Längsrichtung nur bei der Hälfte der Spannglieder aufgebracht. Das Spannen der restlichen Spannglieder erfolgte erst nach dem Schliessen der Schwindfuge.

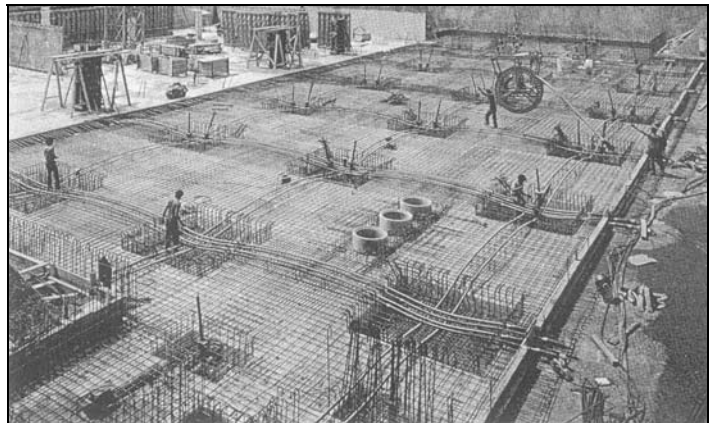


Bild 1: Verlegen der Spannglieder.

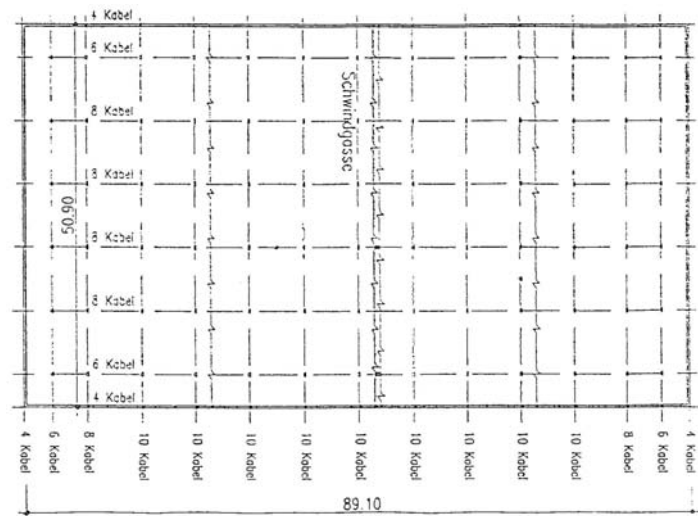


Bild 2: Lage der Schwindfuge.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Im Jahre 1998 wurde vom Hauswart der Bruch an einem Vorspannglied der Decke über dem dritten Untergeschoss der Parkgarage Kreuzbleiche festgestellt. Diese Feststellung ist dem Zufall zu verdanken, da der Spanngliedbruch in Hallenmitte erfolgte und so ein Teil des Spannglieds im Bereich der Garagenrampen in der Deckenstirne vorstand. Der Grossteil der Spannglieder ist nicht mehr einseh- und kontrollierbar.

Eine EMPA-Untersuchung an der betroffenen Litze ergab als Schadenursache einen Korrosionsangriff, der von Spalten in den Kontaktflächen der Litzendrähte oder mechanischen Verletzungen durch Spannwerkzeuge ausging. Als Folge dieses Spaltkorrosionsvorganges konnte es unter den vorliegenden Bedingungen zu wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion kommen, in deren Folge die Drähte spontan versagten (**Bild 3**).

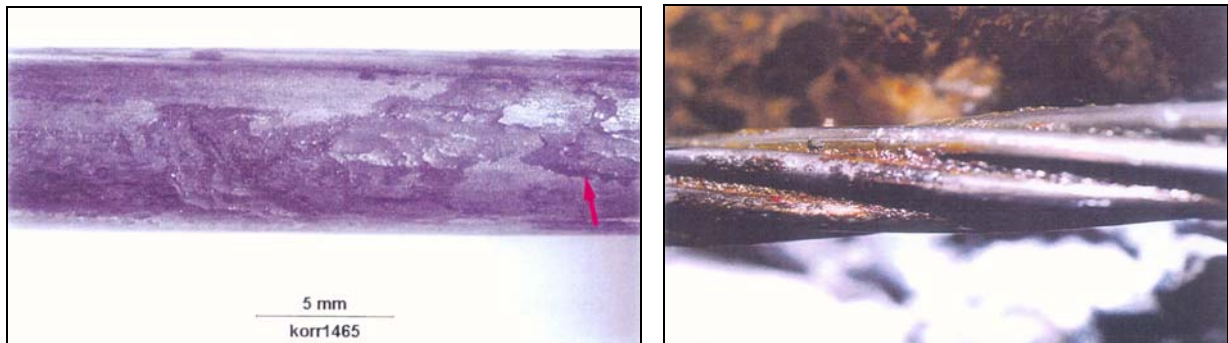


Bild 3: Drahte mit Korrosionsangriff und Korrosionsprodukten.

Nach Feststellung der Ursache für den Spanngliedbruch, wurde der Zustand von total 114 Spanngliedern untersucht. Bei mehreren Monolithen der Längsvorspannung wurden Korrosion und Drahtbrüche festgestellt. Die untersuchten Spannglieder der Quervorspannung waren schadensfrei. Die Schäden deuteten auf einen systematischen Abdichtungsmangel bei den Spanngliedern im Bereich der Schwindgassen in den Decken über dem zweiten und dem dritten Untergeschoss hin (**Bild 4**).

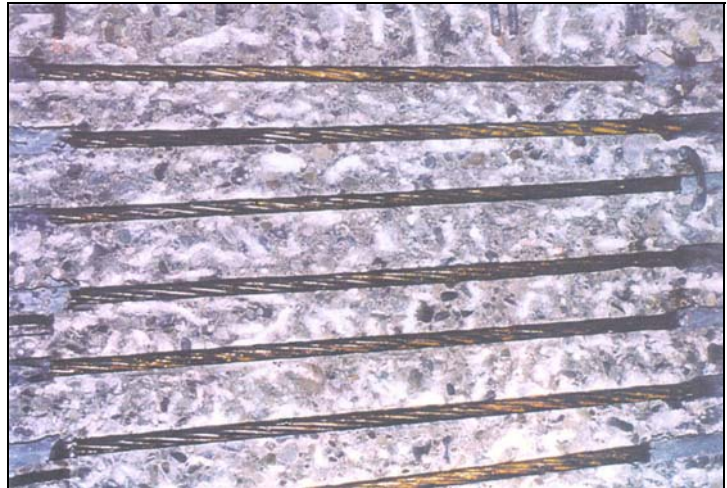


Bild 4: Freigelegte Spanndrähte.

Die Ursache der Korrosion wird auf den Einschluss oder das Eindringen von Wasser in die Hüllrohre bzw. in die Litzen (unter das Fett) im Verlauf der Bauphase zurückgeführt. Die Monolithen waren während der Bauphase im Bereich der Schwindgasse über längere Zeit ungeschützt der Witterung ausgesetzt. Die Längspannglieder mussten somit bei der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit als nicht aktivierbar betrachtet werden.

Massnahmen

Die Untersuchungen am Bauwerk liessen den Schluss zu, dass mehr als 50% der Längsvorspannlitzen im Bereich der Schwindgasse durch Korrosion geschädigt und als inaktiv zu betrachten waren. Deshalb wurden an der Deckenunterseite CFK-Lamellen und auf der Deckenoberseite Stahllamellen mit wärmedämmendem Mörtel unter dem Gussasphalt eingebaut, um die Tragsicherheit der Decken wieder herzustellen. Die Kosten der Instandsetzungsarbeiten beliefen sich auf etwa eine halbe Million Franken.

Folgerungen

Wenn Spannstahl nach dem Einbau konstruktionsbedingt nicht umgehend durch Ausinjizieren der Hüllrohre oder andere vergleichbare Massnahmen vor Korrosion geschützt werden kann, Luft und Feuchtigkeit über längere Zeit ungehindert Kontakt mit dem Stahl haben können, sind unbedingt temporäre Korrosionsschutzmassnahmen zu ergreifen.

Vorhandene Unterlagen

- Untersuchung in korrosionschemischer und metallkundlicher Hinsicht, EMPA Bericht Nr. 174'541/1 vom 04.11.1998, R. Werner.
- Untersuchung in korrosionschemischer Hinsicht, EMPA Bericht Nr. 402'559 vom 05.03.1999, R. Werner.
- Untersuchung in korrosionschemischer Hinsicht, EMPA Bericht Nr. 402'559/2 vom 13.04.1999, R. Werner.
- Schadenfall Vorspannung Decke, Bericht 6159 vom 31.05.1999, Bänziger + Köppel + Partner.
- Parkhaus Kreuzbleiche, St. Gallen, Artikel aus „Vorgespannter Beton in der Schweiz“, TFB 1986.

Portlandzementsilo

SH-03

Bauherr: Portlandzementwerk Thayngen
Bauwerksart: Behälter
Bauwerksfunktion: Lagerung von Zement
Baujahr: 1985

Beschreibung des Bauwerkes

Die Ringvorspannung des Zementsilos wurde mit beidseitig gespannten Monolitzen, Typ VSL 0.6“ (7 Drähte Durchmesser 5 mm) ausgeführt. Der doppelte Korrosionsschutz besteht aus dem Polyethylenhüllrohr (Wandstärke mindestens 1 mm) und aus einem Korrosionsschutzfett (Marson B4851, basierend auf Lithium-12-hydroxystearat). Die Ankerischen wurden mit zwei Schichten Mörtel verfüllt. Die Überdeckung der Litzenüberstände beträgt ca. 30 mm (**Bild 1**).

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Nachdem man auf dem Boden liegende Verankerungsteile und drei aus den Ankerischen herausstehende Litzen bemerkt hatte, wurde eine Untersuchung der EMPA ausgelöst: Das Silo wurde visuell überprüft und die beschädigten sowie die entsprechenden freigelegten, noch „intakten“ Verankerungen der gebrochenen Litzen und die Litzen selber analysiert. Auf der Oberfläche der Ankerischen des Silos waren dunkle „Fettflecken“ bzw. Verfärbungen und Rostspuren sichtbar (**Bild 2**). Die beiden Mörtelschichten lösten sich bei den freigelegten Verankerungen leicht voneinander ab, hafteten aber gut am Nischenbeton.

Der Bruch der Litzen erfolgte immer im Bereich der Ankerplatte, d. h. im Übergang vom Hüllrohr zu den konischen Klemmhülsen des Ankerkopfes. An den äusseren Drähten der Litzen wurden grosse Querschnittsverluste an der Mantelfläche des Ankerkopfes zur Ankerplatte hin und an den Spitzen der Klemmhülsen festgestellt. Sämtliche vorhandenen Hohlräume im Bereich der Ankerplatte und zwischen den Litzendrähten waren mit kompakten, schwarz-braunen Korrosionsprodukten gefüllt, welche einen starken Essiggeruch absonderten. Aus dem Hüllrohrende trat nach dem Entfernen der Ankerplatte eine schwarze Flüssigkeit aus. Der Korrosionsangriff an den äusseren Drähten verringerte sich von der Bruchstelle weg, bis zu einem Abstand von maximal 40 cm, wo keine Angriffe mehr festzustellen waren. Im selben Bereich war auch eine Veränderung des Korrosionsschutzfettes festzustellen: An der Bruchstelle selbst war praktisch kein Fett mehr vorhanden und im Bereich der Korrosionsangriffe

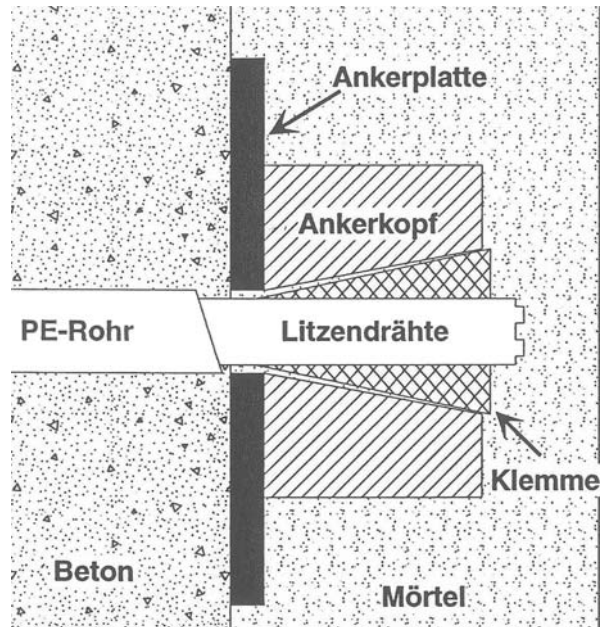


Bild 1: Schema der Verankerung.



Bild 2: Dunkle Verfärbungen, „Fettflecken“ auf dem Mörtel der Ankerischen.

war das Fett mit abnehmender Intensität mit Korrosionsprodukten vermischt. In den Nischen, in den Korrosionsprodukten und in den Ablagerungen an einer Nischenoberfläche wurden grosse Mengen an Essigsäure nachgewiesen und in den Korrosionsprodukten waren Bakterien feststellbar.

Die „intakten“ Verankerungen wiesen dieselben Erscheinungen auf, die Querschnittsverminderungen hatten jedoch noch keinen Litzenbruch zur Folge (**Bilder 3 bis 5**). Die Flecken an der Oberfläche entsprachen Stellen, wo entweder das Hüllrohr eine Beschädigung aufwies, oder der Nischenmörtel im Inneren dunkel verfärbt war.



Bild 3: Beschädigtes Hüllrohr an der Stelle eines „Fettfleckes“.



Bild 4: Gebrochenes Litzenende mit starkem Materialabtrag an den äusseren Drähten.

Weshalb und wie das Korrosionsschutzfett abgebaut wurde und die Essigsäure entstehen konnte, ist noch unklar. Denkbar ist, dass die erhöhte Temperatur im Zementsilo (maximal 65°C) den Abbauprozess beschleunigt hat. Die Essigsäure bildete zusammen mit der vorhandenen Feuchtigkeit, die durch die ungenügende Nischenabdichtung eindringen konnte, einen hoch korrosiven Flüssigkeitsfilm auf der Litzenoberfläche im Bereich der Ankerplattenaussparung, der den starken Materialabtrag an den Litzen zur Folge hatte.



Bild 5: Noch nicht gebrochenes Litzenende auf der „intakten“ Seite: Starker Materialabtrag vor dem Stauchkopf.

Massnahmen

Da es sich vermutlich um einen systembedingten Schädigungsmechanismus handelt, musste im Laufe der Zeit mit weiteren Litzenbrüchen gerechnet werden. Es wurde deshalb der Ersatz sämtlicher Litzen empfohlen.

Folgerungen

Dieser Schaden ist in seiner Art in der Schweiz einzigartig. Weltweit wurden nur einige wenige ähnliche Fälle festgestellt (siehe **Kapitel 2.6.4 und 4.3**). Es ist unklar, inwieweit ähnliche oder auch andere Bauwerke durch den Abbau von Korrosionsschutzfetten bzw. durch die Abbauprodukte gefährdet sind.

Vorhandene Unterlagen

- Untersuchung im Zusammenhang mit einem Korrosionsschaden - PCW Thayngen, Dr. P. Richner; EMPA Bericht Nr. 163'669/1 vom 28. Juni 1996.
- Brief an Wildberger Schuler Partner AG in Schaffhausen, Dr. P. Richner, EMPA vom 3. September 1996.
- Klinkersilo Zementfabrik Thayngen aus „Vorgespannter Beton in der Schweiz“, TFB, 1974.

Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich

ZH-09

| | |
|--------------------------|-------------------------------|
| Bauherr: | Entsorgung + Recycling Zürich |
| Bauwerksart: | Behälter (Gasometertasse) |
| Bauwerksfunktion: | Gasspeicherung |
| Baujahr: | 1964 |

Beschreibung des Bauwerkes

Das kreisrunde Gebäude hat einen Innendurchmesser von 34.50 m. Die 30 cm starken vorgespannten Wände aus Ortbeton erreichen eine lichte Höhe von fast 14 m und sind monolithisch mit der Bodenplatte verbunden (**Bild 1**). Das umbaute Volumen des Behälters beträgt ca. 13 000 m³.

Die Spannglieder, Typ BBRV mit Drähten (Ø 7 mm) im gewellten Metallhüllrohr, sind horizontal gespannt, um die Ringzugkräfte bei gefülltem Behälter zu überdrücken. Der Achsabstand der Spannglieder untereinander ist belastungsabhängig und variiert über die Wandhöhe zwischen ungefähr 20 und 70 cm. Über die Art und Weise der Verankerung der Spannglieder liegen keine Unterlagen vor.

Zum Schutz des Konstruktionsbetons wurden die Betonoberflächen der Wände auf der Behälterinnenseite beschichtet (Dicke ca. 0.4 mm).

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Der Gasometer wurde vor geraumer Zeit ausser Betrieb genommen und die mechanischen Einrichtungen bis auf die Betonkonstruktion rückgebaut. Im Rahmen von betrieblichen Konzeptstudien wurde erwogen, den ehemaligen Gasometer für die Speicherung von Brauchwasser zu verwenden. Diese Nutzungsänderung machte eine Überprüfung von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit mit aktualisierten Informationen über den Zustand der Spannglieder der Konstruktion notwendig.

Trotz des stark säurehaltigen Wassers, das jahrelang auf die Innenfläche des Behälters einwirken konnte, wurde die Betontragstruktur im Flächenausmass als gut bewertet. In den oberen und unteren je etwa 2 m hohen Wandbereichen zeigten sich aber vertikale Risse mit Rissweiten an der Oberfläche von teilweise mehreren Millimetern, die gleichmässig über den Umfang verteilt auftraten. Als Ursachen für die Rissbildungen im unteren Wandbereich wurde differenzielles Schwinden zwischen Bodenplatte und Zylinderwand verantwortlich gemacht. Die Risse im oberen Wandbereich wurden auf die Dauerbelastung, die durch die dortige schwache Vorspannung nicht kompensiert werden konnte, zurückgeführt. Die nach der Erstellung im Sockelbereich der Wand festgestellten Risse wurden vermutlich kurz nach der Erstellung bzw. Inbetriebnahme mit PUR-Schaum ausinjiziert. Obwohl die Wand beschichtet war, waren die Risse aber offenbar nie ganz dicht (**Bild 2**). Beim Ausinjizieren wurde ausserdem zumindest in einem Fall ein Spanndraht mechanisch beschädigt.

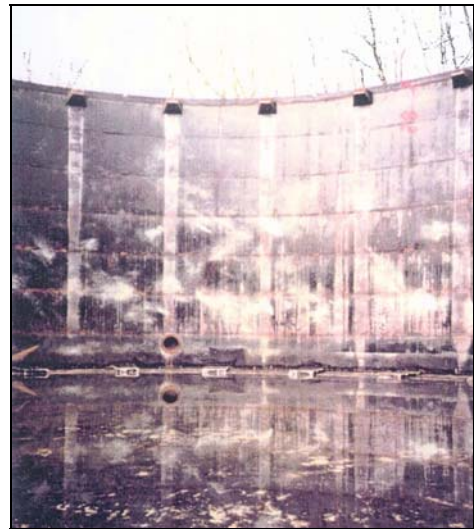


Bild 1: Innenansicht der Behälterwand.



Bild 2: Riss in der Behälterwand.

In den Rissen war das Betongefüge zerstört und massive Korrosion an der schlaffen Bewehrung, den Hüllrohren und teilweise dem Spannstaht zu beobachten. Die seitliche Ausdehnung der Korrosionsherde in den Rissen reichte aber nicht mehr als etwa 50 mm über die linke und rechte Rissflanke hinaus (**Bilder 3 und 4**).

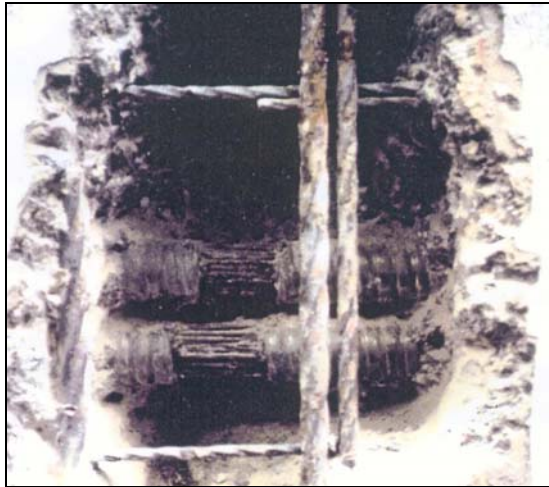


Bild 3: Freigelegte Spannglieder im Rissbereich.

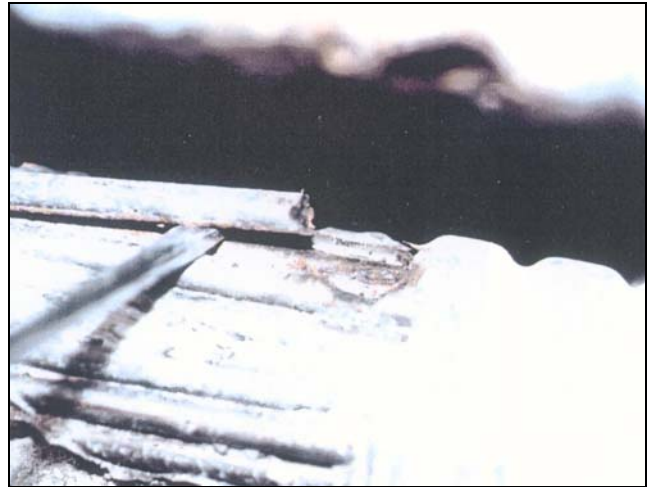


Bild 4: Spanndrähte im Rissbereich (Drahtbruch und Materialabtrag infolge mechanischer Verletzung und Korrosion).

Als Ursache für die Korrosion wurde auf eingeströmte Schadstoffgase (wie CO_2 , SO_2 , NO_x u. a.) verwiesen, die infolge der geringen Zirkulation des Wassers eine Aufkonzentration der Schadstoffe und eine Ansäuerung des Wassers bewirken konnten. Das in die Risse eindringende saure Wasser führte zur Auflösung des Zementsteins und durch das in die Tiefe wandernde saure Medium zu Korrosionsangriffen an der schlaffen Bewehrung und dem Spannstaht.

Massnahmen

Eine statische Nachrechnung auf Basis der damals aktuellen Normen und unter Einbezug des Bauwerkzustandes gestattete, den Behälter für die Speicherung von Flüssigkeiten zu nutzen, machte aber Auflagen zur maximalen Speicherrhöhe von Flüssigkeiten, falls der Behälter nicht verstärkt werde. Darüber hinaus musste für eine weitere mittel- bis langfristige Nutzung die Korrosion in den Rissen durch geeignete Instandsetzungsmassnahmen unterbunden werden.

Folgerungen

Durch Risse wird es korrosionsfördernden Medien ermöglicht, auch bei ausreichender Betonüberdeckung und evtl. weiteren Schutzschichten bis zu den Spanngliedern vorzudringen. Darüber hinaus können Risse zu Beschädigungen von Schutzbeschichtungen führen, falls die Beschichtung keine ausreichenden rissüberbrückenden Eigenschaften aufweist oder die Rissbreite zu gross ist. Die mögliche Rissbildung ist bei der Wahl des statischen Systems für das Bauwerk zu berücksichtigen und sollte ggf. durch geeignete konstruktive Massnahmen (z.B. zusätzliche rissverteilende Bewehrung oder rissüberbrückende Beschichtung) beeinflusst werden.

Vorhandene Unterlagen

- Nutzungsänderung Gasometer, Untersuchungsunterlagen des Tiefbauamtes der Stadt Zürich, Juli 1994.
- Instandsetzungen bei der ARA Werdhölzli, Referat Dr. P. Lüchinger, TFB-Veranstaltung 974890, 05.05.1998.
- Bericht SGK Nr. 9428, Gasometer, Kläranlage Werdhölzli – Potentialmessungen an Boden- und Wandflächen, 04.07.1994.

Anhang 2: Ankersysteme: Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte.

| Bezeichnung | Name des Objektes | 1. Bericht [Hunkeler 1998] | 2. Bericht Anhang 2, Seite |
|----------------------|--|---|---|
| Einstabanker | | | |
| SG-08 | SN1, Rampe 504, St. Gallen | | 267 |
| SG-10 | Stützwand Spinnerei Murg | | 269 |
| SO-01 | Borntunnel, Nord- und Südportal | x | |
| ZG-01 | Stützmauer Steinhof, Unterägeri | | 271 |
| ZH-03 | A1, Hangsicherungsbauwerk Eggwald | x | |
| ZH-04 | Verlängerung SZU | x | |
| Mehrstabanker | | | |
| VS-05 | T9, Sierre – Brigue, Mur ancré des Bernunes | x | |
| ZH-22 | Stützwand Staubweidli, Wädenswil | | 273 |
| Drahtanker | | | |
| TI-05 | A2, Viadotto AS Pianturino | x | |
| Litzenanker | | | |
| FR-04 | A12, Stützmauer d'Avry-devant-Pont | | 276 |
| FR-05 | A12, Stützmauern, Flamatt | | 279 |
| NW-01 | A2, Seelisbergtunnel, Nordportal | x | |
| OW-01 | A8, Tunnelportalwand Lopper Süd, Hangsicherung | x | |
| SG-01 | Spannbandbrücke Dietfurt | x | |
| SZ-06 | Steinschlaggalerien Axenstrasse | x | |
| TI-01 | A2, Viadotto di Monte, Faido | x | |
| VD-10 | A12, Vevey – Châtel St. Denis, Mur AR No. 8 | | 286 |

SN1, Rampe 504, St. Gallen**SG-08**

| | |
|--------------------------|---|
| Bauherr: | Tiefbau- und Strassenverwaltung Kanton St. Gallen |
| Bauwerksart: | horizontale und vertikale verankerte Betonriegel |
| Bauwerksfunktion: | Baugrubensicherung für die Erstellung eines Tagbautunnels, permanente Hangsicherung |
| Baujahr: | 1979 / 1980 |

Beschreibung des Bauwerks

Die Anschnittsicherung ist 70 m lang und rund 15 m hoch. Der Baugrund besteht aus Molassefels, der Gleitflächen enthält. Beim Übergang zur Stützmauer Dietli ist die Sicherung auf eine Länge von 10 bis 15 m mit horizontalen, leicht abgestuften Betonriegeln erstellt worden. Die restliche Sicherung besteht aus vertikalen, etappenweise erstellten und verankerten Betonriegeln im Abstand von 3.5 m. Die horizontalen Riegel sind mit 52 Stabankern von 14 bis 22 m Länge, die vertikalen Riegel mit 203 Stabankern von 11 bis 25 m Länge verankert. Alle Anker sind Dywidag Stäbe \varnothing 36 mm, St 1080/1230. Die Festsetzkraft beträgt grossmehrheitlich 600 kN. In der Verankerungslänge liegen die Stäbe blank im Verankerungskörper, auf der freien Länge in einem PE-Hüllrohr, das im Werk mit Wisojet ausinjiziert wurde. Für den Transport wurde das obere Ende mit einem Schrumpfschlauch abgedichtet, der nach dem Einbau entfernt wurde. Das PE-Hüllrohr wird (theoretisch) bündig hinter der Ankerplatte geschnitten. Der Kopfschutz besteht aus der Feuerverzinkung der Ankerplatte und einem Schrumpfschlauch über Stabüberstand und Mutter.

Das Bauwerk diente zunächst als Baugrubensicherung für die Erstellung des Tagbautunnels, nach der Einschüttung des Tunnels als permanente Hangsicherung. Die Zugänglichkeit der Ankerköpfe sollte im oberen Bereich über Vertikalschächte, im unteren Bereich über abgedeckte Nischen in der Tunnelwand gewährleistet werden.

Am 5. Juni 1980 wurde der letzte der insgesamt 255 Anker gespannt.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Am 14. Dezember 1981 brach ein Anker. Bis am 28. Januar 1983 erfolgten weitere acht Ankerbrüche. Die Bruchstellen lagen immer auf der freien Länge und zwar zwischen 3.5 und 16.4 m hinter dem Ankerkopf (**Bild 2**). In die sehr umfangreichen Untersuchungen der EMPA wurden neben den gebrochenen Ankerstäben auch 37 Stababschnitte aus dem Lager der Ankerfirma miteinbezogen. Die EMPA kam zum Schluss, dass die Ankerbrüche mit grosser Wahrscheinlichkeit auf eine Versprödung des Materials durch ungeeignete Lagerhaltung auf dem Werkhof zurückzuführen sind (wasserstoffinduzierte Versprödung an Lochfrassstellen, deren Bildung durch Chloride aus salzhaltigem Sprühnebel gefördert wurde).

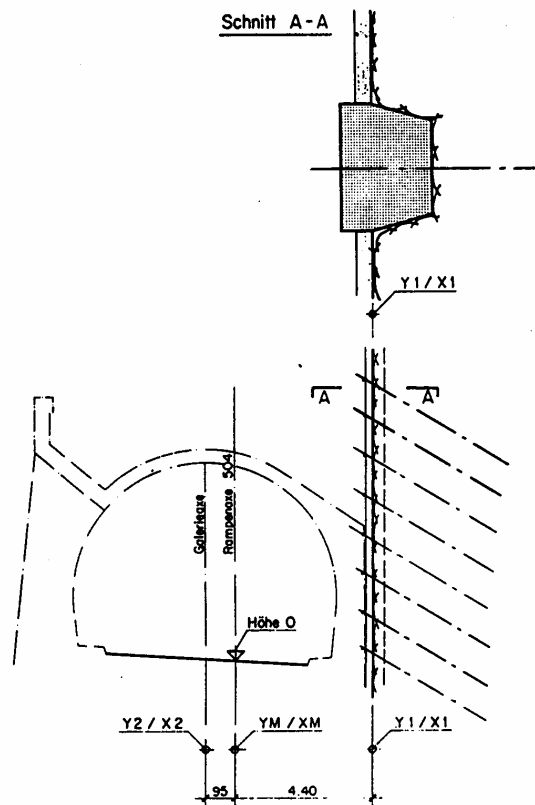


Bild 1: Schema Vertikalriegel.

Massnahmen

Eine visuelle Kontrolle der Ankerüberstände ergab, dass eine Reihe weiterer Anker Korrosionsnarben aufwies. Diese Anker wurden von 600 kN auf 420 kN entlastet und es wurde beschlossen, diese Anker zusammen mit den 9 gebrochenen Ankern durch insgesamt 33 Zusatzanker zu ersetzen.

Die Nachrechnungen ergaben für den Bauzustand (vor Einbau der Zusatzanker) eine ausreichende Sicherheit. Für den Betriebszustand wurde nachgewiesen, dass die Tunnelkonstruktion etwa einen Drittel des Hangschubes übernehmen und in den Untergrund abtragen kann. Dies führte zum Schluss, dass nach dem Einbau der Zusatzanker "eine grössere Anzahl weiterer Anker ausfallen könnte, bevor eine kritische Situation eintreten würde". Deshalb wurde auf eine eigentliche Projektänderung verzichtet (1985 und 1986 sind denn auch drei weitere Ankerbrüche festgestellt worden).

Als weitere Massnahme wurde ein verbesserter Ankerkopfschutz (mit Fett verfüllte Schutzhaube anstelle des Schrumpfschlauches) angeordnet. Bei der Ausführung wurde gleichzeitig eine Spannkraftkontrolle vorgenommen sowie jeder Anker entspannt und hinter der Ankerplatte inspiziert. Dabei wurde festgestellt, dass das PE-Hüllrohr sehr oft nicht satt an die Ankerplatte anschloss und oft auch oben nicht (mehr) vollständig mit Fett verfüllt war. Beim Abheben ist übrigens ein weiterer Anker bei 600 kN direkt hinter der Mutter gebrochen. Er wurde gekuppelt und wieder gespannt!

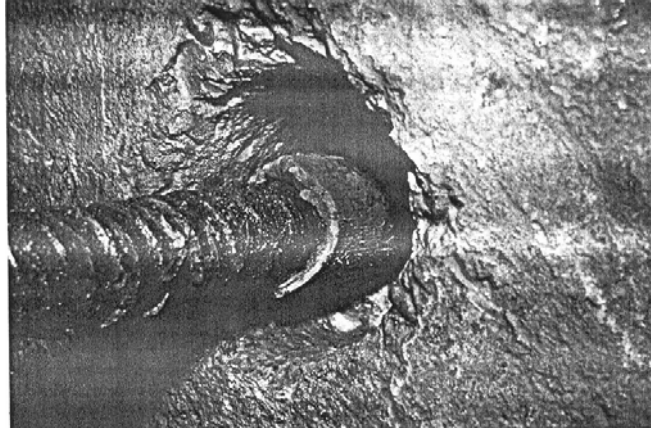


Bild 2: Anker hinter Ankerplatte (Anker Nr. 205).

Ausführung mangelhaft:

- A PE-Hüllrohr schräg oder zu weit hinten abgeschnitten
- F PE-Hüllrohr nicht an Platte angepresst
- K PE-Hüllrohr nicht vollständig mit Schutzfett gefüllt

Bemerkung:

Die Buchstaben A bis K dienen der Bauleitung zur Typologisierung der festgestellten Mängel an den inspizierten Ankern.

Folgerungen

Der Schadenfall hat dazu geführt, dass seither der Einsatz von permanenten Stabankern der Qualität St 1080/1230 von den meisten Kantonen verboten wurde.

Bei vor etwa 1985 eingebauten Stabankern ist der Ankerkopfschutz mangelhaft, überdies besteht bei diesen Ankern generell ein unkontrollierbares Versprödungsrisiko durch Vorschädigungen infolge ungeeigneter Lagerhaltung.

Unterlagen

- EMPA-Prüfberichte Nr. 45'677 vom 14. Juni 1982, Nr. 167'963/1 vom Januar 1988, Nr. 167'963/2 vom 20. Mai 1983, Nr. 52'021 vom 27. Januar 1986 und Nr. 52'021/1 vom 11. Juli 1986.
- Bericht Nr. 39 über Sanierungsmassnahmen, Motor-Columbus AG, Baden vom Januar 1983.
- Bericht über die Ankerkopfsanierung, Motor-Columbus AG, Baden vom 23. Juni 1983.
- Schadenfälle an Spannstaahl in der Schweiz, U. Kellner, Spann-Staahl AG, Hinwil, 15. Juni 1985.

Stützwand Spinnerei Murg

SG-10

| | |
|--------------------------|-------------------------------|
| Bauherr: | Spinnerei Murg AG, 8877 Murg |
| Bauwerksart: | verankerte Elementwand |
| Bauwerksfunktion: | Sicherung des Hanganschnittes |
| Baujahr: | 1977 |

Beschreibung des Bauwerks

Die Stützwand ist eine im Unterfangungsverfahren erstellte vertikale permanent verankerte Elementwand. Die rund 87 m lange Wand reicht bis zur unruhig verlaufenden Felsoberfläche (Verrucano), ihre Höhe variiert zwischen etwa 3 und 7 m.

Die einzelnen Elemente sind 1.5 bis 1.8 m hoch, und meist 3 m breit. Sie sind mit insgesamt 77 Dywidag-Stabankern im Fels verankert. Davon sind 39 Anker mit 40 t (392 kN) und 38 Anker mit 60 t (588 kN) vorgespannt worden.

40 t-Anker: Ø 32 mm, Qualität vermutlich 830/1030, Vorspanngrad 47% f_{pk} . Verankerungslänge 5 m, freie Ankerlängen 5 bis 9 m. Lage im oberen Wandbereich.

60 t-Anker: Ø 36 mm, Qualität vermutlich 1080/1230, Vorspanngrad 47% f_{pk} . Verankerungslänge 6 m, freie Ankerlänge 4 m. Lage im unteren Wandbereich.

Der Korrosionsschutz besteht auf der freien Ankerlänge aus einem Schrumpfschlauch. Der mit Schrumpfschlauch umhüllte Stab liegt frei in einem PE-Hüllrohr, das oben offen und unten mit einem Schrumpfschlauch abgedichtet ist. Auf der Verankerungslänge liegt der blanke Stab im Zementstein.

Die Ankerköpfe (Muttern und Stabüberstände) waren ursprünglich alle mit Schrumpfschläuchen geschützt. Bis auf 10 Ankerköpfe, die für spätere Kraftkontrollen so belassen wurden, sind alle Ankerköpfe etwa 1983/85 mit einem Mörtelvorsatz als zusätzlicher Korrosionsschutz versehen worden. Dabei sind die Stabüberstände direkt hinter der Mutter abgetrennt worden.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Seit dem Einbetonieren der Ankerköpfe hat ausser drei Messungen der zwei oben liegenden Inklinometer (1989/1990/1991) keine Überwachung der Wand stattgefunden. Im Januar 1998 hat der Hauswart am Wandfuss eine Ankerstange gefunden (**Bild 1**). Daraufhin wurde eine Überprüfung der Stützwand angeordnet. Sie umfasste:

- die Messung der zwei Inklinometer (1 resp. 4 mm Kopfverschiebung seit 1991).
- Inspektion der Stützwand. Dabei wurden drei weitere Ankerbrüche festgestellt (herausgeschlagene Trichter im Mörtelvorsatz).
- Untersuchung von drei gebrochenen Ankerstäben an der EMPA. Alle drei Stäbe waren hinter dem Abschluss des PE-Hüllrohres im Bereich der Verankerungslänge gebrochen. Offensichtlich war die Verankerungslänge unvollständig injiziert, an den Stäben fanden sich keine Zementsteinspuren und die Hüllrohre konnten mühelos aus dem Bohrloch gezogen werden. Als Bruchursache wurde wasserstoffinduzierte Versprödung ausgehend von Korrosionsnarben diagnostiziert (**Bild 2**). Der Korrosionsangriff erfolgte an den ungeschütz-



Bild 1: Durch Ankerbruch weg gesprengter Mörtelvorsatz.

ten Ankerstäben (fehlendes Füllgut) durch Wasser und Sauerstoff. Es wurden keine weiteren korrosionsfördernden Elemente gefunden.

Alle vier gebrochenen Ankerstäbe hatten einen Durchmesser von 36 mm und eine Stahlqualität 1080/1230. Dieser Befund scheint die höhere Empfindlichkeit von Stäben dieser Qualität zu bestätigen.

Die Nachrechnung ergab, dass die Verankerung für den Betriebszustand beträchtliche nominelle Tragreserven aufwies. Dies einerseits weil bei Elementwänden für die Bemessung der Verankerung die Bauzustände massgebend waren und wohl auch, weil vermutlich der Fels teilweise höher angetroffen wurde als im Projekt angenommen. Dieser positive Umstand entschärfte die Situation kurzfristig, auf die Ergreifung von Notmassnahmen konnte verzichtet werden. Trotzdem wurde die klare Empfehlung abgegeben, dass die Verankerung baldmöglichst ersetzt werden muss.

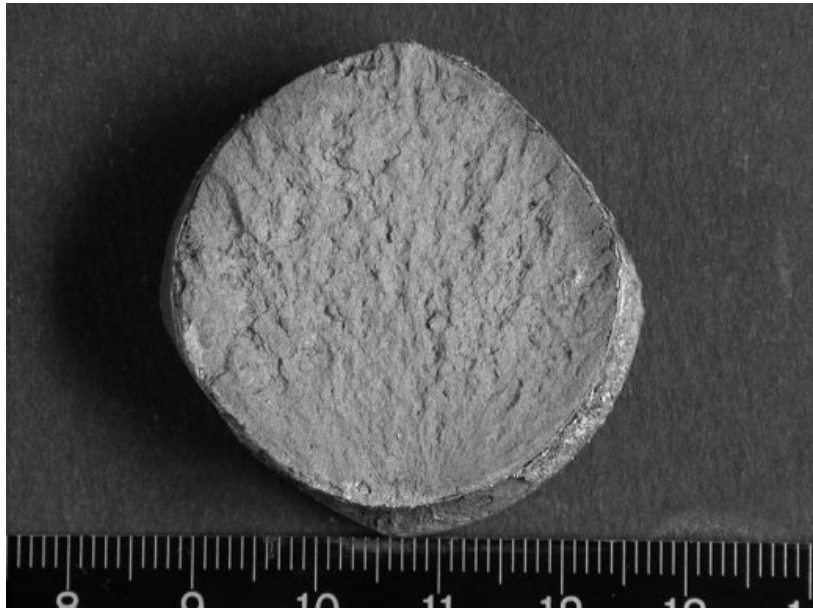


Bild 2: Bruchfläche. Sprödbbruch ausgehend von Korrosionsnarbe (unten).

Massnahmen

Die gesamte Verankerung ist im Jahr 2000 ersetzt worden. Je nach Platzverhältnissen sind auf der Elementwand oder auf einem Riegel bergseitig der Elementwand neue Litzenanker eingebaut worden. Der bergseitige Riegel ist auf Mikropfählen fundiert und mit einbetonierten Zugstangen mit dem Wandkopf verbunden worden. Der Wandfuss wurde bereichsweise mit vorinjizierten Felsnägeln gesichert.

Folgerungen

Die Ausführung und Prüfung der Anker ist offenbar vollständig dem Unternehmer überlassen worden. Mangels Bohrlochprüfung bzw. Bohrlochkonsolidierung im klüftigen Fels wurden die Verankerungslängen nur unvollständig injiziert.

Unterlagen

- Zustandsbeurteilung der Verankerung, Bericht Nr. 355/1 vom 14. August 1998, Dr. Vollenweider AG, Zürich
- EMPA Prüfbericht Nr. 173'348 vom 22. Juli 1998
- Verstärkungskonzept, Bericht Nr. 355/2 vom 6. Oktober 1998, Dr. Vollenweider AG, Zürich

Stützmauer Steinhof, Unterägeri

ZG-01

Bauherr: Tiefbauamt des Kantons Zug
Bauwerksart: verankerte Stützmauer
Bauwerksfunktion: Sicherung der verbreiterten Kantonsstrasse
Baujahr: 1980

Beschreibung des (ursprünglichen) Bauwerkes

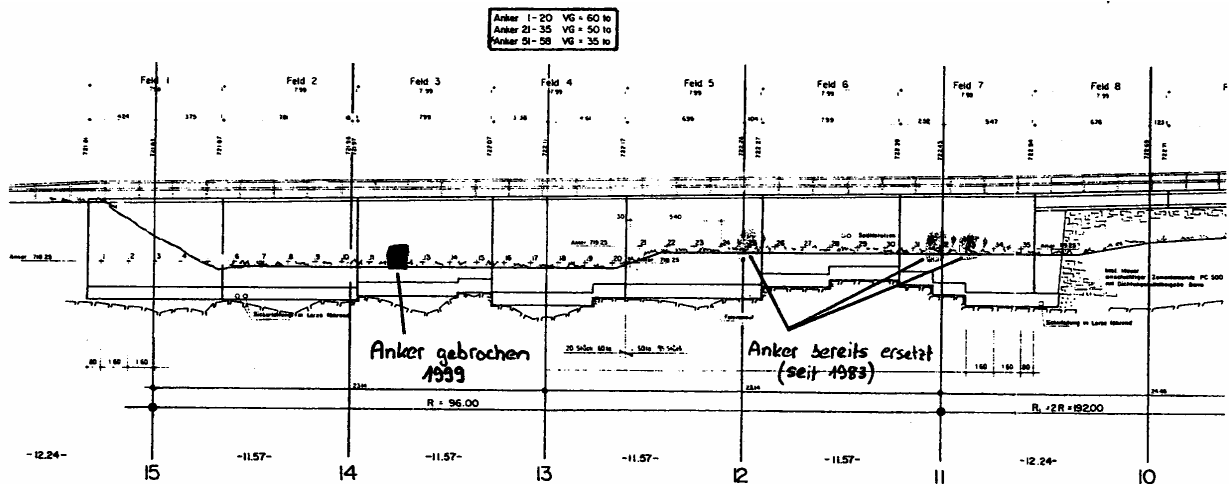


Bild 1: Ansicht der Stützmauer.

Die bis 6.4 m hohe Betonmauer ist 56 m lang (**Bild 1**). Ihr nur 1.5 m breiter Fuss steht auf Molassefels und ist mit 2.5 m langen vertikalen Perfoankern (je 2 alle 1.50 m) gesichert. Die Mauer ist mit 35 Dywidag-Stabankern \varnothing 36 mm, St 1080/1230 verankert (20 Anker mit einer Festsetzkraft $P_0 = 600$ kN, 15 Anker mit $P_0 = 500$ kN) (**Bild 2**). Die Verankerungslänge ist mit einem PVC-Ripprohr umhüllt, der Zwischenraum wurde vor dem Einbau mit zementösem Füllgut ausinjiziert. Die freie Ankerlänge ist von einem Kunststoffhüllrohr (PVC) umhüllt, das im Werk mit Densojet ausinjiziert wurde.

Für den Bau der Stützmauer ist zunächst eine Spundwand eingebracht worden. Die Spundwand wurde im Kopfbereich mit acht temporären Stabankern, $P_0 = 350$ kN gestützt. Auf einer Länge von rund 32 m sind dann bereits 20 definitive Anker eingebaut und zur Sicherung der Spundwand auf einer Stahllongarine verankert worden. Anschliessend ist vor der Spundwand die Betonmauer bis knapp über die Lage der Anker erstellt worden. Die bereits gespannten Anker sind dann mit Kupplungen verlängert worden und nach dem Hinterfüllen des Mauerstückes auf der Mauer neu gespannt worden. Die restlichen 15 Anker sind direkt von der Mauer aus eingebaut worden, sie sind jedenfalls nicht gekuppelt. Die Ankerköpfe wurden mit einer fettverfüllten Schutzhaube geschützt.

Schnitt A-A 1:100

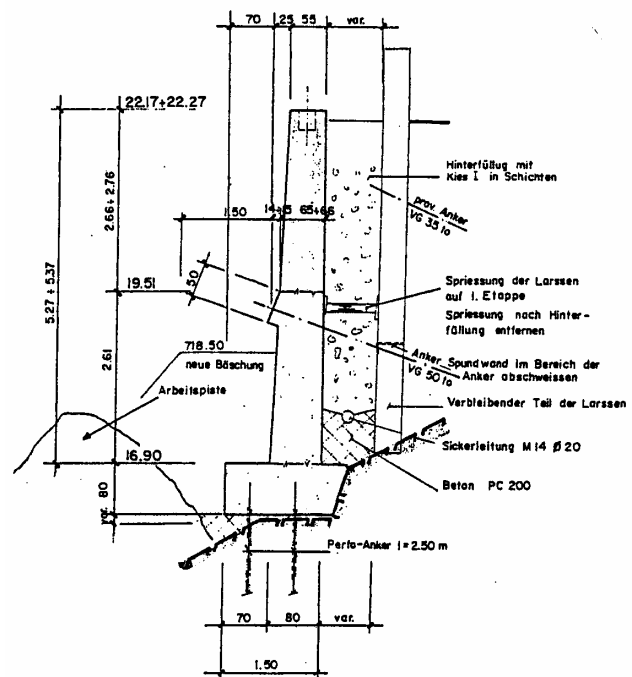


Bild 2: Querschnitt.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Im Herbst 1983 brach einer der gekuppelten Anker. Die Untersuchung ergab, dass der Bruch unmittelbar bergseitig der ersten Verankerung auf der Spundwand eingetreten ist und zwar, weil der Anker infolge zu tiefer Lage der Durchführung durch die Betonmauer beim zweiten Spannen über die scharfe Kante der ausgeschnittenen Spundwand gezogen und dabei sogar verbogen worden war. Der abgebrochene Stab wies jedoch auch ausserhalb der Bruchstelle mehrere Korrosionsnarben auf. Bis Ende 1992 sind zwei weitere gekuppelte Anker gebrochen. Bei beiden Ankern wurde die gleiche Bruchursache wie beim ersten Anker diagnostiziert. Die drei Anker sind jeweils nach der Feststellung des Bruches ersetzt worden.

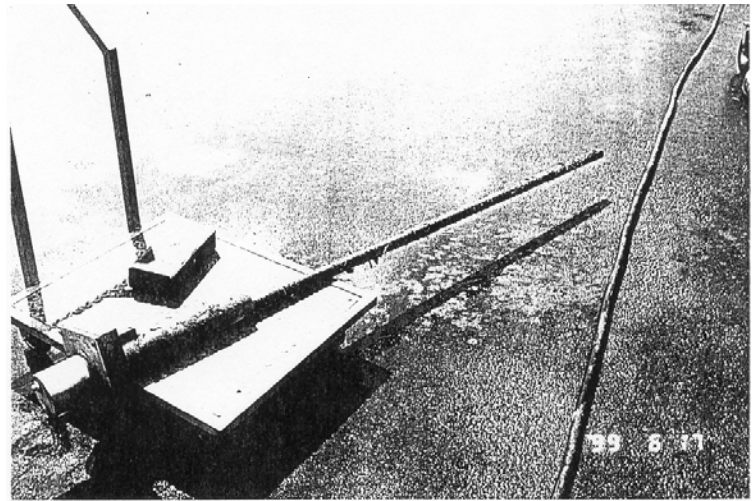


Bild 3: Ausgebauter gebrochener Ankerstab (Länge ca. 2.25 m).

Bei einer Inspektion der Mauer im Sommer 1999 ist ein weiterer Ankerbruch festgestellt worden (**Bild 3**). Dieser Anker war jedoch nicht gekuppelt. Eine Verletzung durch die Spundwand kann bei diesem Anker ausgeschlossen werden. Der Bruch ist in 2.2 m Tiefe eingetreten. Der ausgebauter Ankerstab war auf der ganzen Länge gefettet, wies jedoch mehrere Korrosionsnarben auf. Eine solche war Ausgangspunkt des eingetretenen Bruches. Ein Biegeversuch an der EMPA ergab eine starke Versprödung des Ankerstabes. Der Ausgangspunkt des Bruches war wieder eine Korrosionsnarbe. Ungeklärt ist, ob die an allen Stäben beobachteten Korrosionsnarben von einer Vorschädigung stammen (falsche Lagerung der Stäbe vor dem Einsatz) oder ob bei der Injektion des plastischen Füllgutes Restfeuchtigkeit eingeschlossen wurde, die zu lokalen Korrosionsangriffen und anschliessend zu Wasserstoffversprödung geführt hat.

Massnahmen

Im Sommer 2000 ist die gesamte Verankerung der Stützmauer durch 55 neue, umfassend korrosionsschutzgeschützte Litzenanker ersetzt worden. Alle neuen Anker sind als Kontrollanker ausgebildet, vier sind mit elektrischen Kraftmessdosen ausgerüstet. Beim Abschneiden bzw. Ausbau der Verlängerungsstäbe der alten Anker sind zwei weitere Ankerbrüche festgestellt worden.

Folgerungen

Das Kuppeln von permanenten Ankern muss minutiös geplant werden, damit eine Schädigung des Ankers (Umlenkungen) und eine Schwächung des Korrosionsschutzes vermieden wird. Bei vor ca. 1985 eingebauten Stabankern besteht generell ein unkontrollierbares Versprödungsrisiko durch Vorschädigungen oder nicht werkmässige Applikation der Korrosionsschutzmassnahmen. Dies gilt besonders bei den hochempfindlichen Stäben der Qualität St 1080/1230.

Unterlagen

- Bericht Ankerausfall Stützmauer Steinhof, Berchtold und Eicher, Zug, 24. August 1999.
- EMPA Prüfbericht Nr. 406'430 vom 17. August 1999.
- Ansicht Stützmauer 1:100, Plan Nr. b10-110, J. Schelbert, Zug, Rev. 10. Dezember 1979.
- Feld 4 Schalung und Armierung, Plan Nr. b10-119, J. Schelbert, Zug, 20. März 1980.
- Stützmauer Steinhof, Ersatz-Anker 2000, Plan Nr. 99.044.001-01B, Berchtold und Eicher, Zug, Rev. 5. Dezember 2000.

Stützwand Staubweidli, Wädenswil

ZH-22

Bauherr: Zürcher Kantonalbank, Abt. Liegenschaften
Bauwerksart: verankerte Elementwand
Bauwerksfunktion: Sicherung Hanganschnitt
Baujahr: 1981

Beschreibung des Bauwerkes

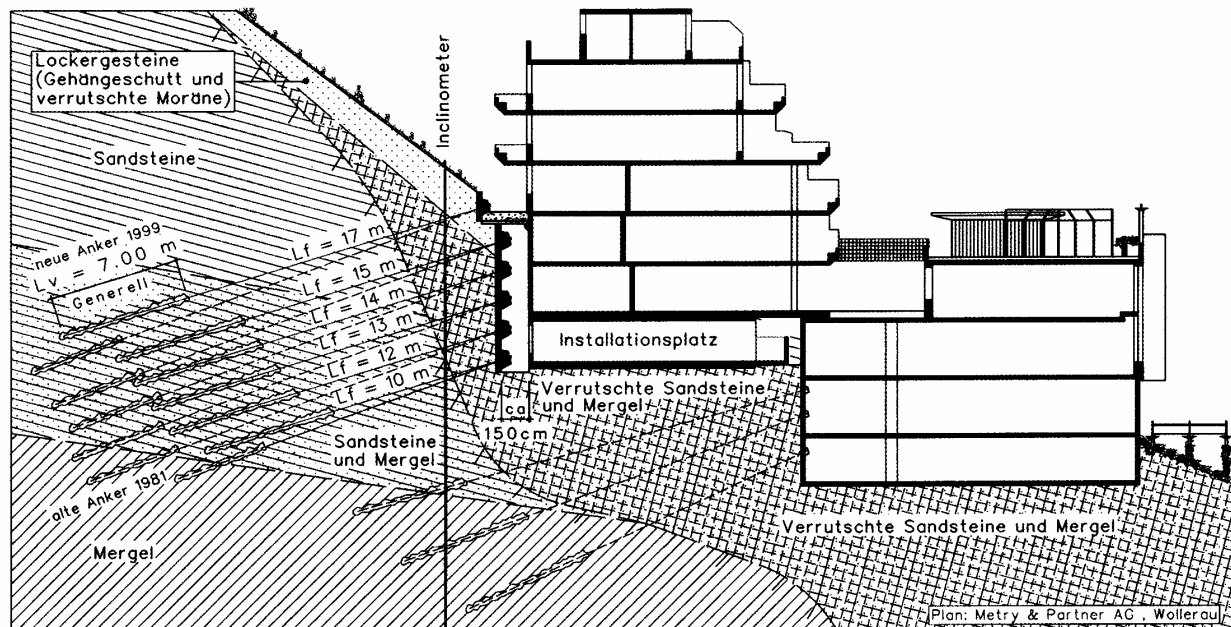


Bild 1: Querprofil.

Die vertikale Elementwand ist rund 10 m hoch und 66 m lang und steht in einem 31° steilen Hang (**Bild 1**). Der Baugrund besteht aus Molassefels, der im Anschnittbereich verwittert und verrutscht ist. Die Wand weist sechs Elementreihen auf, die mit insgesamt 220 Anker mit freien Längen von 14 bis 21 m gestützt sind. Das Ankerzugglied besteht aus 6 glatten Stäben $\varnothing 12$ mm unbekannter Qualität und Herkunft, die einzeln mit Klemmen in der Ankerbüchse verankert sind. Länge und Konstruktion der Verankerungslänge sind nicht bekannt. Die Anker sind angeblich mit 560 kN geprüft und auf 460 kN festgesetzt worden (Spannprotokolle liegen nicht vor). Auf der freien Länge ist das Stabbündel von einem Kunststoffschlauch umhüllt, der mit Fett verfüllt ist. Die Ankerköpfe sind mit einer fettverfüllten Alu-Halbkugel geschützt. Die Anker sind von der Firma Diasond geliefert und eingebaut worden.

Überwachungseinrichtungen: 2 Messquerschnitte mit je 6 elektrischen Kraftmessdosen Typ Huggenberger und je 2 Inclinometern.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Gemäss Überwachungsplan sollten die Ankerkräfte zweimal jährlich und die Inclinometer alle drei Jahre gemessen werden. Die Messungen wurden bis 1983 durchgeführt. Dann erfolgten 6 Kraftmessungen zwischen September 1990 und Mai 1991. Sie ergaben im ersten Messquerschnitt bei drei Anker normale Kräfte zwischen 410 und 450 kN, ein Anker zeigte noch 20 kN (!), bei den zwei untersten Anker wurden Kräfte um 530 kN gemessen. Im anderen Messquerschnitt konnte ein Anker nicht gemessen werden, vier Anker lieferten Kräfte zwischen 450 und 510 kN, ein Anker 290 kN. Zwischen Januar und Mai 1991 wurde bei einem Anker ein Kraftabfall von 90 kN registriert. Eine weitere Messung erfolgte erst im März 1996. Sie ergab bei drei Anker Kraftabfälle von 50 bis 100 kN. Die nächste Messung von November 1997 ergab nochmals Kraftabfälle bei drei Anker von 85 bis 115 kN. Dies löste (endlich) eine Überprüfung der Ankerwand aus.

Bei einer Inspektion wurden 2 Ankerköpfe am Boden aufgefunden, ein weiterer hing lose an den Stäben. Die Stabbrüche waren im ersten Meter hinter der Verankerung eingetreten. Die Firma Huggenberger konnte nach einer Inspektion nicht sicher beurteilen, welche Kraftmessdosen noch richtig funktionieren, und empfahl, dies mit Abheben der Ankerköpfe zu überprüfen. Im August 1998 sind 8 Ankerköpfe durch die VSL mit speziellen Pressen abgehoben worden. Dabei sind die Kraftverluste bestätigt worden, vier Anker ergaben nochmals um 35 bis 90 kN kleinere Kräfte. Daraufhin wurde versucht vier Anker nachzuspannen: Der erste Anker konnte praktisch kraftlos ganz herausgezogen werden, er wies keine Korrosionsschäden auf. Der zweite Anker konnte von 245 auf 480 kN nachgespannt werden. Nach einem langsamen Kraftabfall auf 450 kN fiel die Kraft plötzlich auf Null und der Ankerkopf auf den Boden. 1 Stab ist bei der Verkeilung gebrochen, 1 Stab verblieb mit 150 mm Überstand gegenüber den übrigen Stäben. Der dritte Anker wurde mit einem um 90% zu kurzen Spannweg auf 480 kN nachgespannt. Der vierte Anker kam beim Nachspannen ins Gleiten.

Bei einem Inklinometer wurde eine Verschiebung von 10 mm gemessen. Die Nachrechnung der Stützwand mit einer geschätzten mittleren (noch) vorhandenen Ankerkraft ergab eine globale Tragsicherheit von 1.07.

Aufgrund dieser Informationen liegt die Schadenursache in einer ungenügenden inneren Tragfähigkeit (Verbund der Glattstäbe im Verankerungskörper) kombiniert mit einem ungenügenden Korrosionsschutz im Bereich hinter dem Ankerkopf.

Massnahmen

Im Jahr 1999 wurde die gesamte Verankerung durch 184 neue, umfassend korrosionsgeschützte Litzenanker mit einer Festsetzkraft von 450 kN ersetzt (**Bilder 2 und 3**). Die Anker sind auf zusätzlichen Betonganglinien eingebaut worden. Dabei ist bemerkenswert, dass der Hohlraum zwischen der Elementwand und dem Gebäude maximal 1.50 m breit ist!

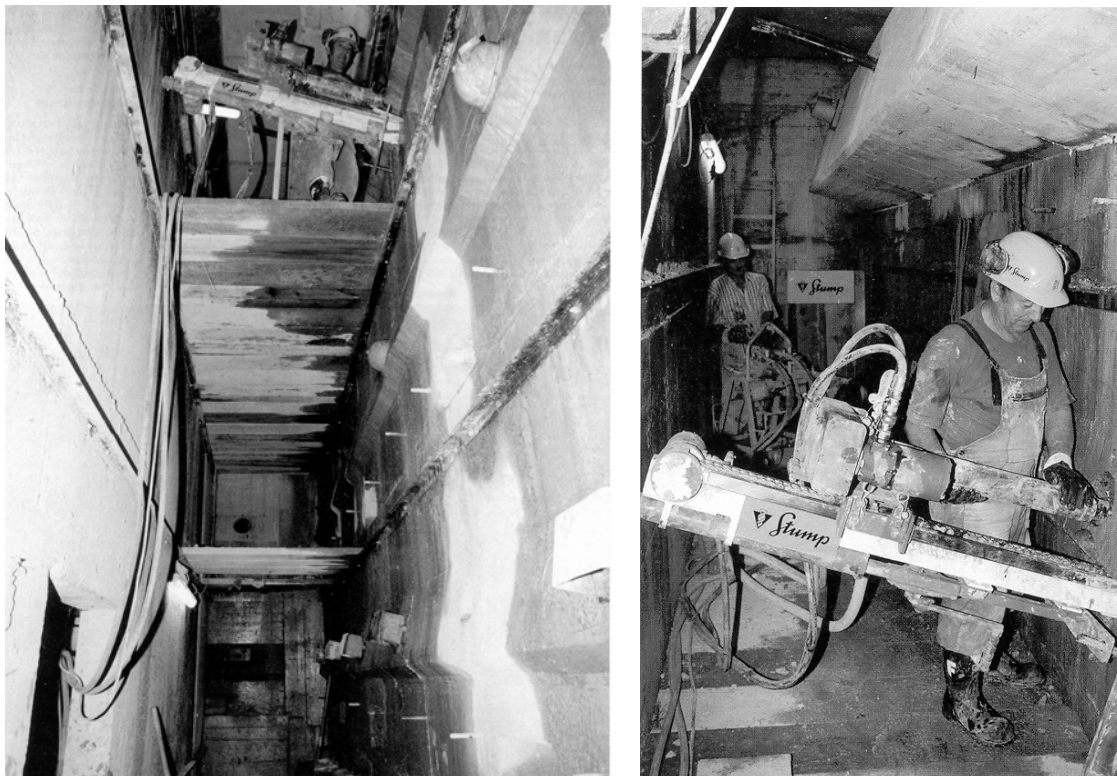


Bild 2: Bohrarbeiten im Arbeitsraum von 1.50 m Breite.

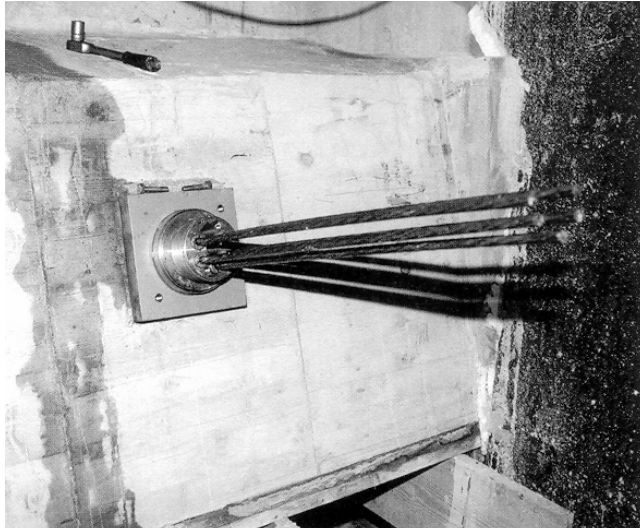


Bild 3: Ersatzanker auf neuer Betonlongarine.

Folgerungen

Trotz ausreichender Überwachungseinrichtungen und dem vorhandenen zweckmässigen Überwachungsplan wurde die Überwachung der Stützwand grundlegend vernachlässigt (wohl infolge von Handänderungen), bis es fast zum Kollaps der Stützwand mit schwer abschätzbaren Folgen für die Gebäude und ihre Bewohner gekommen ist.

Der Einsatz eines "exotischen" Ankersystems mit offensichtlich ungenügender Verankerung des Zuggliedes im Verankerungskörper zeigt die Wichtigkeit der mit E SIA V 191 (1995) eingeführten erstmaligen Prüfung von Ankersystemen und der von SIA 267 (2003) geforderten technischen Zulassung von Ankersystemen. Schäden hinter dem Ankerkopf lassen sich nur mit einem umfassenden Korrosionsschutz gemäss SIA 267 vermeiden.

Unterlagen

- Bericht über die Kontrolle der Verankerung, Metry & Partner AG, Wollerau, 22. Mai 1998
- Bericht über das Abheben von 8 ausgewählten Ankern, Metry & Partner AG, 25. August 1998
- Nachspannung, Inklinometer, Elementwand, Metry & Partner AG, 22. Dezember 1998
- Kontrollplan, Metry & Partner AG, 14. März 2000
- Kurzdokumentation Sanierung Elementwand, Metry & Partner AG, 14. März 2000
- Bericht in "Schweizer Baublatt" vom 17. August 1999

A12, Stützmauer d'Avry-devant-Pont

FR-04

| | |
|--------------------------|--|
| Bauherr: | Service des Autoroutes du Canton de Fribourg |
| Bauwerksart: | aufgelöste, verankerte Pfahlwand |
| Bauwerksfunktion: | Hanganschnittsicherung |
| Baujahr: | 1980 / 1981 |

Beschreibung des Bauwerkes

Die rund 140 m lange, bis 5.8 m hohe Stützwand sichert den für die Zufahrt zur Raststätte Gruyère nötig gewordenen Hanganschnitt. Die Wand besteht aus 56 Pfählen \varnothing 700 mm mit einem konstanten Abstand von 2.5 m und einer Ausfachung aus 25 cm starkem Stahlbeton. Jeder Pfahl ist mit einem oder zwei VSL-Litzenankern vom Typ SIF-TMD 2" gestützt, die im Molassefels verankert sind. Die Anker weisen 6 Litzen à 99 mm^2 auf und sind mit 600 kN (obere Lage) resp. 550 kN festgesetzt worden (ca. 0.55 resp. 0.51 P_{pk}). Auf der 6 m langen Verankerungslänge liegen die blanken Litzen im TMD-Manschettenrohr aus Stahl, das aussen und innen mit zementösem Füllgut ausinjiziert ist. Auf der 15 m langen freien Länge sind die mit gefetteten Einzelhüllrohren ausgestatteten Litzen (Monofettlitzen) von einem glatten PE-Sammelhüllrohr umgeben, das bei den normalen Ankern mit zementösem Füllgut verfüllt ist. Bei den drei Kontrollankern ist das PE-Sammelhüllrohr mit plastischem Füllgut verfüllt (Nontribos MP-2). Die Nischen der Ankerköpfe in den Pfählen (Bohrung \varnothing 200 mm) sind zubetoniert, auch bei den Kontrollankern mit Gewindekopf.



Bild 1: Blick auf die Pfahlwand und die darüber stehende bepflanzte Evergreen-Stützmauer.

Über der Pfahlwand, etwa 4 m zurückversetzt, steht eine bis 5 m hohe bepflanzte zweite Stützmauer vom Typ Evergreen. Die effektive statische Stützhöhe der Pfahlwand ist also bedeutend grösser als die sichtbare Wandhöhe.

Die zubetonierten Nischen der oberen Ankerlage sind an den Pfählen gut sichtbar, die untere Ankerlage hingegen liegt hinter dem vorbetonierten New Jersey-Profil am Wandfuss.

Zustandsbeurteilung und allfällige Schadenursachen

Beim Bau der Stützmauer sind keine Überwachungseinrichtungen angeordnet worden. Erst im Jahr 1986 sind am Wandkopf 7 geodätische Messpunkte angebracht worden. Die vier Folgemessungen bis 1999 ergaben keine eindeutigen Verschiebungstendenzen. Im Jahr 1999 ist eine Hauptinspektion durchgeführt worden. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Inspektion sind (**Bilder 2 bis 6**):

- Ein beträchtlicher Teil der Pfähle ist in einem schlechten Zustand (Oberflächenschäden, Abplatzungen, horizontale oder vertikale Risse)
- Der Nischenbeton der oberen Ankerlage ist von schlechter Qualität (Ablösungen, Risse, Wasseraustritte)
- Die Köpfe der drei Kontrollanker wurden freigelegt. Bei 2 Köpfen waren Schutzhaube und Ankerplatte stark angerostet. Beim dritten war eine Litze gebrochen. Die zwei Ankerköpfe ohne Litzenbruch wurden abgehoben, der eine wies nur 361 kN auf, der andere dagegen 674 kN. Der dritte Anker wurde aus Sicherheitsgründen nicht abgehoben. Mit dem Endoskop wurden an allen Litzen hinter der Büchse Korrosionsangriffe beobachtet.



Bild 2: Nischenbeton mit Rissen und Aussinterungen.



Bild 3: Im schlechten Nischenbeton ist ein angerostetes Litzen-Ende sichtbar!



Bild 4: Teilweise freigelegter Ankerkopf mit angerosteten Litzen. Nischenbeton vermischt mit Steinen.



Bild 5: Sehr stark korrodierte Schutzhaube eines Kontrollankers.

- Die Köpfe von 6 normalen Anker wurden freigelegt. Sie hatten keine Schutzhaube. 4 Köpfe wiesen starke Korrosion auf. Der Bereich hinter der Ankerplatte war meist nicht vollständig verfüllt, an vielen Litzen konnten dort mit dem Endoskop Korrosionsangriffe beobachtet werden.
- An der EMPA wurde die gebrochene Litze, wie auch das plastische Füllgut (Korrosionsschutzfett) und eine Hangwasserprobe aus einem Ankerkopf untersucht. Das Wasser enthielt keine korrosionsfördernden Inhaltsstoffe, das Fett zeigte gute Korrosionsschutzeigenschaften. Die Litze war in 25 cm Tiefe gebrochen. Sie war mit Fett bedeckt. An den gereinigten Drähten war von der Bruchstelle bis zum Klemmenbiss ein starker muldenförmiger Materialabtrag in axial verlaufenden Zonen festzustellen. An 5 von 7 Litzendrähten sind bis 3 cm ausserhalb der Bruchzone radiale Risse beobachtet worden, die auf transkristalline Spannungsrisskorrosion infolge Versprödung durch Wasserstoff zurückgeführt wurden. Die Schlussfolgerung der EMPA war, dass unter Fett eingeschlossenes Wasser im Verlauf der Jahre zu wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion geführt hat.



Bild 6: Kontrollankerkopf mit gebrochener und entkeilter Litze. Die Keile lagen in der Schutzhaube.

Die Nachrechnung der Stützwand ergab, dass die obere Ankerlage aus heutiger Sicht eher etwas knapp bemessen ist und dass die untere Ankerlage im Betriebszustand gar nicht nötig ist (sie ist denn auch nicht überprüft worden). Diese mehrheitlich ungünstige Zustandsbeurteilung mündete in der Empfehlung, das bestehende Stützbauwerk bis spätestens im Jahr 2001 durch eine neue vorgesetzte Betonkonstruktion zu ersetzen, die mit neuen Anker gesichert wird. In der Zwischenzeit sollten monatlich geodätische Überwachungsmessungen durchgeführt werden.

Massnahmen

Im Jahr 2001 ist eine neue Betonkonstruktion als Schwergewichtsmauer vor der Pfahlwand erstellt worden, wodurch auf eine neue Verankerung verzichtet werden konnte.

Um den Befund der EMPA an der gebrochenen Litze zu verifizieren, sind anschliessend an drei alten Anker alle sechs Litzen auf einer Länge von 150 cm entnommen und der EMPA zur Untersuchung übergeben worden. Von den insgesamt 126 Drähten zeigten 100 Korrosionsspuren, 32 dieser Drähte waren gebrochen! Der Kontrollanker mit zu kleiner Abhebekraft wies übrigens 23 gebrochene Drähte auf (= 54% von total 42 Drähten). Am Kontrollanker mit Kraftzunahme war kein Draht gebrochen. Die Drahtbrüche lagen alle zwischen 12 und 36 cm ab Beginn des gefetteten Einzelhüllrohres (19 bis 43 cm hinter dem Klemmenbiss). Der oben beschriebene Befund an der gebrochenen Litze wurde durch diese zusätzliche Untersuchung vollumfänglich bestätigt.

Die Forschungsstelle hegt die Vermutung, dass während der Bauzeit Regenwasser mit niedrigem pH-Wert wegen ungenügendem Schutz und/oder ungenügender Fettverfüllung von aussen längs der Litzendrähte eingedrungen und zu diesem beunruhigenden Schaden geführt hat.

Folgerungen

Mindestens bis zur Einführung des "doppelten Korrosionsschutzes" (ca. 1985) weisen auch Litzenanker mit Monofettilitzen einen ungenügenden "inneren" Ankerkopfschutz auf. Der Schutz der Litzen gegen eindringendes Regenwasser im Bauzustand ist besonders zu beachten.

Unterlagen

- Mur de soutènement d'Avry-devant-Pont, Rapport d'Inspection, P. Matt und H.P. Bänziger, Ittigen / Bern, März 2000.
- Mur de soutènement d'Avry-devant-Pont, Rapport de vérification, P. Matt, Ittigen, März 2000.
- EMPA Prüfberichte Nr. 406'870 vom 1. September 1999 und Nr. 423'110 vom 19. August 2002.

A12, Stützmauern, Flamatt

FR-05

| | |
|--------------------------|--|
| Bauherr: | Service des Autoroutes du Canton de Fribourg |
| Bauwerksart: | aufgelöste, verankerte Pfahlwände |
| Bauwerksfunktion: | Stützung des Hanganschnittes, Sicherung des SBB-Trassees Bern - Fribourg |
| Baujahr: | 1970 / 1971 |

Beschreibung des Bauwerkes

Das Bauwerk besteht aus den zwei Stützwänden Seite Freiburg und Seite Bern (**Bild 1**). Die Wand Seite Freiburg an der Einfahrtsrampe Richtung Bern besteht aus 107 Bohrpfählen \varnothing 1000 mm mit Abständen von 1.5 bis 2.5 m. Die Wand ist 224 m lang und bis zu 6.0 m hoch. Die Wand Seite Bern steht direkt an der A12 und besteht aus 139 Bohrpfählen \varnothing 1000 mm mit Abständen von 2.0 bis 3.0 m. Die Wand ist 344 m lang und bis zu 5.0 m hoch.



Bild 1: Blick auf die Pfahlwand Seite Bern mit oben liegender SBB-Linie Bern – Freiburg.

Bis auf kurze Randpfähle ist jeder Pfahl der beiden Stützwände mit einem VSL-Litzenanker verankert. Die Anker sind 16.5 bis 20.5 m lang, die Verankerungslänge beträgt 4 m und liegt im Molassefels (Mergel und Sandsteine). Die rund 240 Anker weisen 4 Litzen à 93 mm^2 auf und sind (theoretisch) auf maximal 400 kN gespannt worden, was $0.6 P_{pk}$ entspricht.

Auf der Verankerungslänge liegen die Litzen blank im Verankerungskörper, auf der freien Länge liegen sie blank in einem PE-Sammelhüllrohr, das nach dem Spannen mit Zement ausinjiziert worden ist (Vollverbundanker). Die Nische im Pfahl ist zubetoniert. Bei vier so genannten Kontrollankern ist die freie Länge mit einem plastischen Füllgut ausinjiziert worden. Ihre Ankerköpfe haben jedoch kein Gewinde und sind ebenfalls einbetoniert.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadenursachen

Im Jahr 1999 ist eine Hauptinspektion der Stützwände vorgenommen worden. Die wichtigsten Ergebnisse sind (**Bilder 2 bis 6**):

- Bohrpfähle und Betonausfachung sind generell in gutem Zustand.
- Örtlich sind Oberflächenschäden vorhanden.
- Die Drainage hinter dem Wandkopf ist bei der Wand Seite Freiburg schadhaft.

Die vier Anker mit noch wirksamer freier Ankerlänge sind mit speziellen Pressen abgehoben worden. Das Ergebnis war beunruhigend: Nur ein Anker ergab eine Kraft von rund 400 kN. Bei einem Anker war die Ankerbüchse lose, der dritte ergab lediglich eine Kraft von 160 kN, am anderen Tag nur noch 93 kN. Beim Abheben ist überdies bei einer Litze der Kerndraht weg gegliitten. Der vierte Anker ergab eine Kraft von lediglich 106 kN. Es wird vermutet, dass diese drei Anker eine ungenügende äussere Tragfähigkeit aufweisen. Aber auch Litzenbrüche durch Korrosion kommen als Ursache in Frage.



Bild 2: Feuchter und gerissener Nischenbeton.

Die übrigen Anker können nicht überprüft werden. Bei sieben freigelegten Ankerköpfen wurde festgestellt, dass nur bei einem Anker das zementöse Füllgut hinter der Ankerplatte vollständig war. Bei den übrigen sechs Ankern wurde mit dem Endoskop an den Litzen hinter dem Ankerkopf dreimal leichte und dreimal starke Korrosion beobachtet. Ein Anker wurde hinter der Wand von oben frei gegraben und geöffnet: er war dort in einwandfreiem Zustand.

Der Zustand der Anker ist sowohl bezüglich Tragfähigkeit, als auch bezüglich Korrosionssicherheit und Überwachbarkeit unbefriedigend. Überdies weist das Tragwerk praktisch keine Redundanz auf (keine durchgehende Betonlongarine). Die Nachrechnung der Stützwand ergab, dass die Anker aus heutiger Sicht eher etwas knapp bemessen sind.



Bild 3: Inspektion des Bereichs hinter dem Ankerkopf mit Endoskop.



Bild 4: Spezielle Presse zum Abheben des Ankerkopfes ohne Gewinde.



Bild 5: Freigelegter Kontrollankerkopf. Bei einer Litze fehlt der Zentraldraht!



Bild 6: Hinter der Wand frei gegrabener und geöffneter Anker. Litzen ohne Korrosion (oben Injektionsrohr).

Bei der Hauptinspektion 1999 wurden Proben des plastischen Füllguts (Korrosionsschutzmasse) aus der freien Länge eines Kontrollankers entnommen und an der EMPA auf ihre Schutzwirkung untersucht. Das Füllgut konnte an der EMPA nicht mehr identifiziert werden. Es wies im EMCOR-Test jedoch nur eine sehr schwache korrosionshemmende Wirkung auf. Zudem ging aus den Korrosionsprüfungen hervor, dass das Füllgut, das an den Litzen haftete, Stoffe enthielt, die die Korrosion am Stahl sogar fördern (EMPA Prüfbericht Nr. 406'939 vom 23.11.1999).

Im Rahmen der Erneuerung der Stützwände 2003 wurde zwecks Überprüfung der Schadensursache ein Kontrollanker bis zum Bruch gespannt, um den luftseitigen Teil ausbauen zu können. Bei ca. 25% der vorgesehenen Gebrauchslast (ca. 100 kN) kam es zum Bruch der 4 Litzen. Dieser und ein weiterer Spannkopf von einem Normalanker (Vollverbundanker) wurden an der EMPA zusammen mit den zugehörigen Litzen in korrosionsschemischer und metallographischer Hinsicht untersucht (EMPA Prüfbericht Nr. 433'364 vom 3.3.2005). Die Resultate können wie folgt zusammengefasst werden:

Die untersuchten Litzen des Kontrollankers zeigten neben einem ausgeprägten muldenförmigen Korrosionsangriff klare Merkmale der wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion (**Bilder 7 bis 9**). Die in den Korrosionsprodukten nachgewiesenen, unbedeutenden Mengen an korrosionsfördernden Stoffen liessen den Schluss zu, dass der Korrosionsangriff nur durch Feuchtigkeit oder Nässe verursacht wurde. Dabei hatte die sehr schwache Korrosionsschutzwirkung resp. die möglicherweise gar korrosionsfördernde Wirkung des für den Korrosionsschutz eingesetzten plastischen Füllguts einen Angriff erst ermöglicht. Wie stark die Alterung des plastischen Füllguts den zeitlichen Verlauf des Korrosionsangriffs beeinflusst hat, konnte nicht ermittelt werden.

Die untersuchten Litzen des Normalankers zeigten ebenfalls wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion und ausgeprägten muldenförmigen Korrosionsangriff (**Bilder 10 bis 12**), der auch in diesem Fall nur durch Feuchtigkeit und Nässe verursacht wurde. Der visuelle Befund am angelieferten Teil, wie auch die Identifikation der Ablagerungen wiesen deutlich auf einen mit Zementstein injizierten Anker hin. Das Bild der Ablagerungen an den Litzen und am Spannkopf liess den Schluss zu, dass die Litzen bzw. die Litzendrähle nie vollständig mit zementösem Füllgut umhüllt waren. Damit wurde auch hier von einem bereichsweise ungenügenden Korrosionsschutz ausgegangen.

Die vielen festgestellten Querrisse an den Drähten sind typisch für Spannungsrissskorrosion (**Bilder 13 und 14**). Der dafür benötigte Wasserstoff kann beim Ablauen eines Korrosionsprozesses entstehen. Die Anzahl und Verteilung der Brüche über sehr kurze Bereiche der Litzendrähle der beiden Anker wiesen klar auf einen bereichsweise ungenügenden Korrosionsschutz hin.

Ob der festgestellte unvollständige Korrosionsschutz bei den untersuchten Schadenfällen als ein einzelner einmaliger oder als systematischer Mangel zu beurteilen ist, konnte mit dieser Untersuchungen nicht schlüssig beantwortet werden. Die ungenügende Korrosionsschutzwirkung des plastischen Füllguts (Korrosionsschutzmasse) lässt eher einen systematischen Mangel vermuten. Auf Grund der Erfahrung bei anderen Bauwerken muss auch die unvollständige Verfüllung mit Zementstein als systembedingter Mangel betrachtet werden (siehe dazu **Kapitel 4.4**).



Bild 7: Spannkopf des Kontrollankers mit 4 fettbedeckten Litzenabschnitten im Anlieferungszustand.



Bild 8: Entfettete Litze des Kontrollankers; Bruchbereich; Litze mit braunen Korrosionsprodukten bedeckt.



Bild 9: Detail aus **Bild 8**, Bruchbereich.



Bild 10: Spannkopf des Normalankers mit einer darin verbliebenen Litze im Anlieferungszustand.



Bild 11: Litze des Normalankers; Spannkopf und Litze mit braunen, Litze streckenweise mit weiss-braunen Korrosionsprodukten bedeckt.



Bild 12: Detail aus **Bild 11**, Ausschnitt 2 – 7 cm mit 2 Drahtbrüchen.

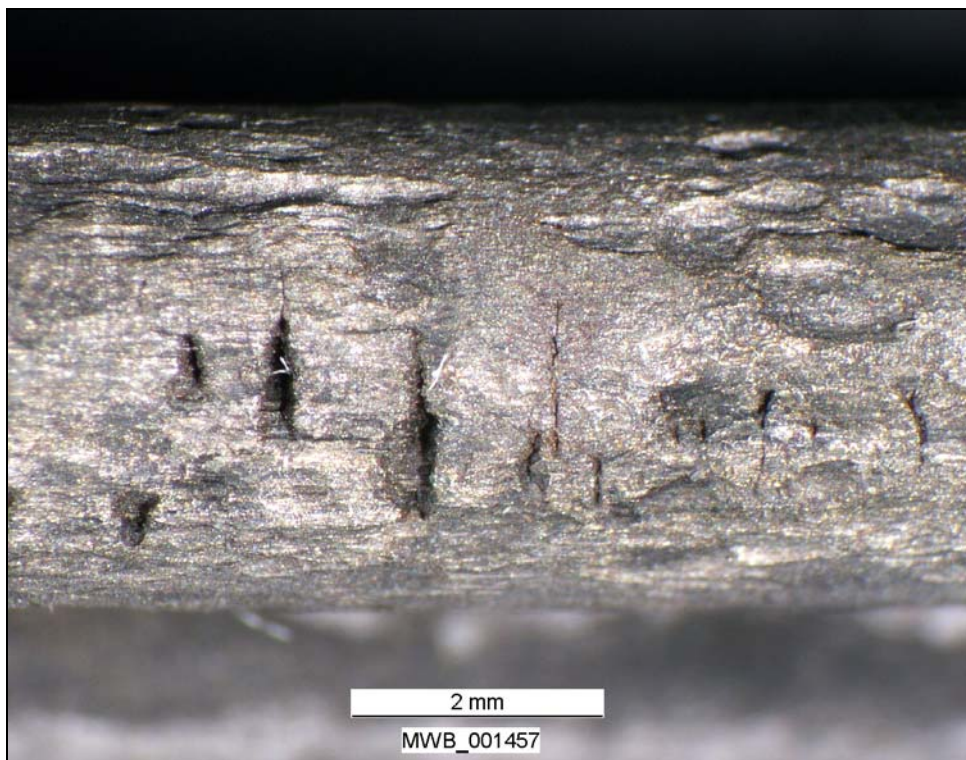
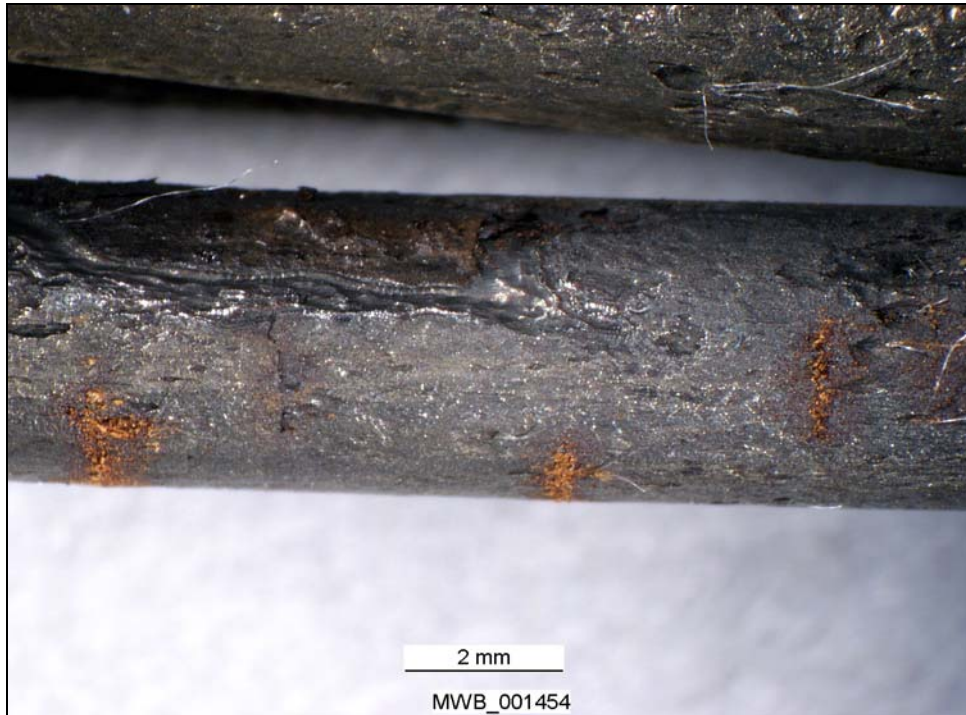


Bild 13: Litzendrähte mit mehreren Querrissen (*oben: Kontrollanker, unten: Normalanker*). *Anmerkung: Die braunen Ablagerungen im oberen Bild sind eine Folge der chemischen Entfernung der Korrosionsprodukte (Nachkorrosion). Sie markieren zugleich tiefer gehende Risse im Draht.*

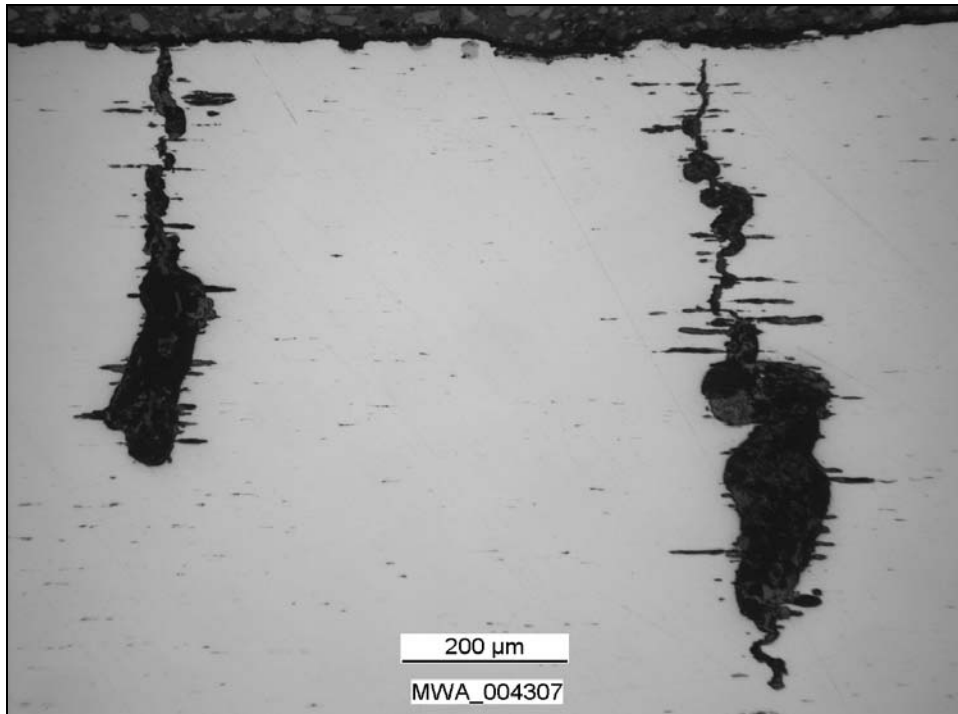


Bild 14: Metallographische Präparation und Aufnahme der Litze des Normalankers von **Bild 13**. *Anmerkung:* Die Risse sind auf Grund des starken Beizens beim Entfernen der Korrosionsprodukte grösser als in der ursprünglichen Form (Konturen).

Massnahmen

Im Jahr 2003 wurden die zwei Stützwände mit neuen Bohrpfählen und neuen, umfassend korrosionsschutzten Litzenankern ersetzt.

Folgerungen

Litzenanker, die nicht wenigstens mit dem so genannten "doppelten Korrosionsschutz" ausgebildet sind, weisen fast systematisch einen ungenügenden Ankerkopfschutz auf, besonders direkt hinter dem Ankerkopf. Dies gilt auch für geneigt fallende Vollverbundanker.

Bei der Zustandserfassung und Beurteilung von Ankern muss die mögliche ungenügende Dauerhaftigkeit und Korrosionsschutzwirkung von plastischem Füllgut (Korrosionsschutzmasse) bzw. die Möglichkeit von systematischen Mängeln beachtet werden.

Unterlagen

- Murs de soutènement à Flamatt, Rapport d'Inspection, P. Matt und H.P. Bänziger, Ittigen / Bern, April 2000.
- Murs de soutènement à Flamatt, Rapport de vérification, P. Matt, Ittigen, April 2000.
- EMPA Prüfbericht Nr. 406'939 vom 22. November 1999, Prüfung der Korrosionsschutzmasse der "Kontrollanker".
- EMPA Prüfbericht Nr. 433'364 vom 3. März 2005, Untersuchungen in korrosionschemischer Hinsicht.

A12, Vevey – Châtel St. Denis, Mur AR No. 8

VD-10

Bauherr: Canton de Vaud, Département des Infrastructures
Bauwerksart: verankerte Stützmauer
Bauwerksfunktion: Sicherung einer Aufschüttung für das Trassee der A12
Baujahr: 1979

Beschreibung des Bauwerkes

Es handelt sich um eine in Längsrichtung abgetreppte rund 3 bis 8 m hohe Betonstützmauer von 72 m Länge (**Bilder 1 und 2**). Das lediglich 1.6 m breite Fundament steht auf insgesamt 8 Pfählen \varnothing 1300 mm unbekannter Ausführungsart und Konstruktion. Im Zentrum der Stützmauer liegt ein Bachdurchlass. Die Stützmauer ist im Fussbereich mit total 27 VSL-Litzenankern gestützt, die im Fels (Flysch) verankert sind. Die Stützmauer liegt rund 12 m talseitig des Banketts der A12 und sichert den Fuss einer Aufschüttung, die zur Überquerung eines kleinen Bachtobels erforderlich war.

Die Anker weisen sechs Monofettlitzten mit teilweise 93 und teilweise 99 mm² auf, die auf der freien Länge in einem mit zementösem Füllgut ausinjizierten Sammelhüllrohr aus PVC liegen. Über die Konstruktion der Verankerungslänge ist nichts bekannt (vermutlich blanke Litzten im Zementstein). Die Ankerköpfe sind einbetoniert und weisen kein Gewinde und keine Schutzhaube auf.

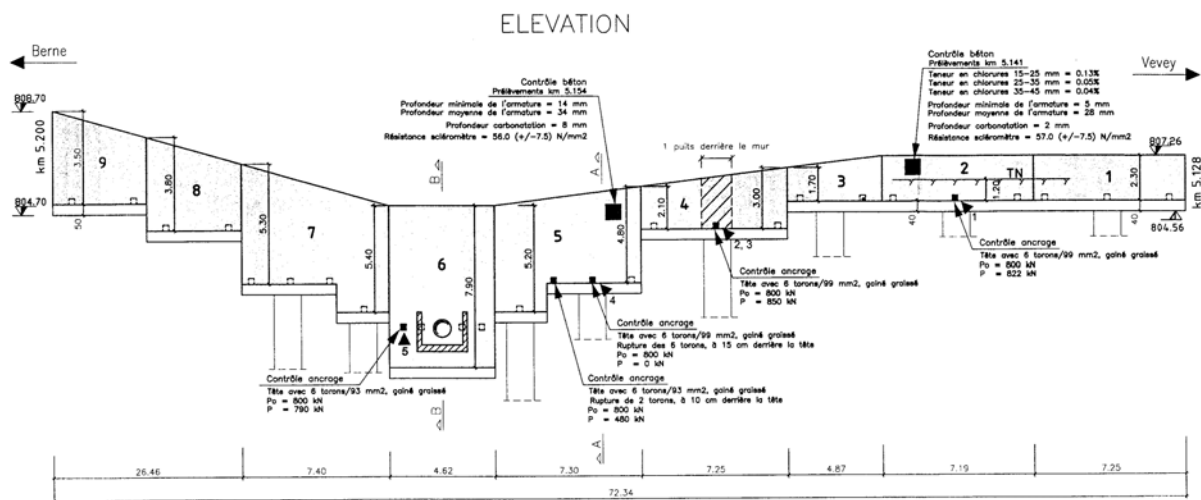


Bild 1: Ansicht der Stützmauer.

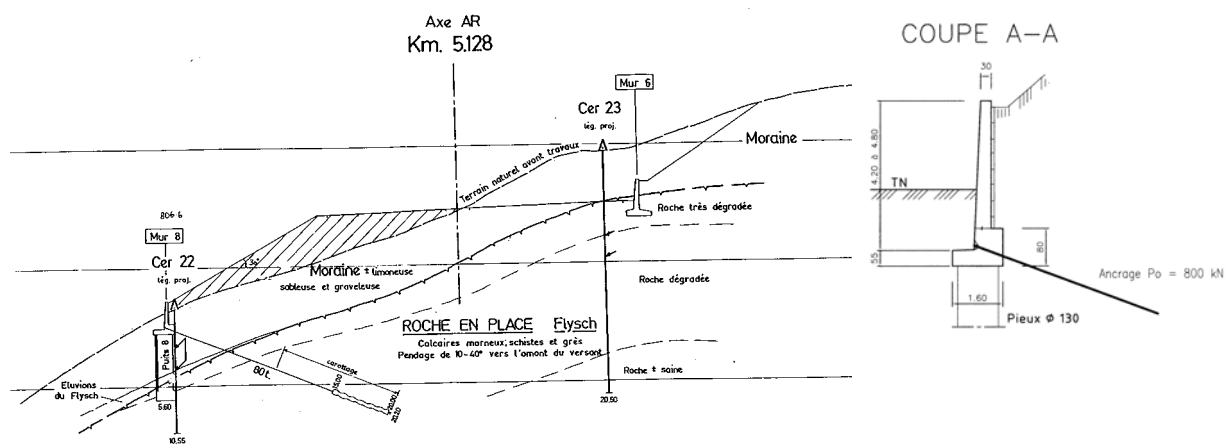


Bild 2: Querprofil mit Geologie und Detailschnitt der Stützmauer.

Zustandsbeurteilung und allfällige Schadenursache

Im Jahr 2002 sind 5 Ankerköpfe freigelegt worden, überdies ist ein Anker von oben hinter der Mauer frei gegraben und geöffnet worden (**Bilder 3 und 4**). Bei einem Anker waren alle 6 Litzen gebrochen, bei einem anderen deren 2. Alle Bruchstellen lagen 10 bis 20 cm hinter der Ankerbüchse. Bei 4 Ankern wurden mit einer speziellen Presse die Abhebekräfte ermittelt. Die drei Anker ohne Litzenbrüche ergaben im Vergleich zur Festsetzkraft von 800 kN hohe Kräfte zwischen 790 und 850 kN, der Anker mit 2 gebrochenen Litzen 480 kN. Dabei ist zu beachten, dass die nominelle Festsetzkraft von 800 kN je nach Litzenquerschnitt 0.74 bzw. 0.79 f_{pk} entspricht! Der hinter der Mauer freigelegte Anker war dort in gutem Zustand.

Im Jahr 2004 ist mit drei Kernbohrungen der Zustand der Bewehrung auf der Hinterseite der Mauer untersucht worden. Alle frei gelegten Bewehrungsstäbe wiesen Korrosionsnarben mit einer Tiefe bis zu 50% des Querschnittes auf. Als Ursache wird tausalzhaltiges Sickerwasser und eine ungenügende Betondeckung angenommen.

Die Nachrechnung ergab, dass ein Kollaps der Mauer bei den vorliegenden geometrischen Gegebenheiten (Lage der Mauer, Bachtobel) das Trassee der A12 nicht sofort mitreisst.



Bild 3: Hinter der Mauer frei gegrabener und geöffneter Anker. Keine sichtbaren Korrosionsschäden.



Bild 4: Frei gelegter Ankerkopf. Alle 6 Litzen gebrochen!

Gebrochene Litzen wurden zunächst im Laboratoire de métallurgie mécanique (LMM) der EPFL untersucht (visuell und Zugversuche; Bericht LMM 2274/02-3 vom 4.9.2002). Im Jahr 2004 wurde die EMPA mit der korrosionschemischen und metallographischen Beurteilung von Litzen eines Ankers der Mauer Nr. 8 (**Bilder 5 und 6**) sowie von weiteren Stützmauern entlang der N12 beauftragt. Die Untersuchungen der EMPA an den Litzen zeigten neben einem ausgeprägten muldenförmigen Korrosionsangriff klare Merkmale der wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion (ähnlich wie bei **FR-05**). Die in den Korrosionsprodukten nachgewiesenen, unbedeutenden Mengen an korrosionsfördernden Stoffen liessen den Schluss zu, dass der Korrosionsangriff nur durch Feuchtigkeit oder Nässe verursacht wurde. Aus der Anzahl und Verteilung der Brüche über sehr kurze Bereiche der Litzen (Bruchzone) wurde geschlossen, dass der Korrosionsschutz bereichsweise ungenügend war und dass das eingesetzte plastische Füllgut (Fett, Korrosionsschutzmasse) unvollständig appliziert wurde oder eine ungenügende Langzeitstabilität aufwies (EMPA Prüfbericht Nr. 433'363).

Parallel dazu wurden auch Litzen aus dem Vollverbundanker Nr. 21 der Stützmauer Nr. 46 der N9 untersucht. Diese zeigten die gleichen Erscheinungen wie jene von **FR-05**. Dieser sowie der Anker Nr. 52 wurden im Juni 2003 hinter der Stützmauer freigelegt. Das Kunststoffhüllrohr des Ankers Nr. 21 war im freigelegten Abschnitt deformiert. Ob es so beschädigt war, dass Wasser eindringen konnte, wurde nicht verifiziert. Das Hüllrohr wurde aufgeschnitten. Es war nur teilweise mit Zementstein gefüllt (**Bild 7**). Im Gegensatz dazu war die Injektion beim Anker Nr. 52 in Ordnung (**Bild 8**).



Bild 5: Spannkopf mit Litzenabschnitten eines Ankers von der Mauer Nr. 8 (Seite Bern) im Anlieferungszustand.



Bild 6: Detail aus Bild 5, Bruchzone, entfettete Litzen.



Bild 7: Sicht auf den freigelegten Anker Nr. 21 der Mauer Nr. 46.



Bild 8: Sicht auf den freigelegten Anker Nr. 52 der Mauer Nr. 46.

Bei der Überprüfung der Ankerkraft mittels Abheben des Spannkopfs wurde beim Felsanker Nr. 33 der 1979 erbauten Stützmauer Nr. 7 im Februar 2004 beobachtet, dass nach dem anschliessenden Absetzen des Spannkopfs auf die Ankerplatte eine Litze nicht in die Ausgangsstellung zurückging. Die Litze mit einer Länge von 18.80 m bis zur Bruchstelle konnte herausgezogen werden und wurde ebenfalls an der EMPA untersucht (EMPA Prüfbericht Nr. 433'363/1). Zum Anker lagen die folgenden Angaben vor: Ankertyp VSL-TMD, 6 Litzen à 99 mm², in der freien Länge als Monolitzen, d.h. jede Litze ist PE-umhüllt und gefettet. Die freie Länge beträgt 27 m. Die Untersuchung ergab auch in diesem Fall klare Anzeichen dafür, dass wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion zum Versagen der Litze geführt hat. Die im Bereich einer Korrosionsnarbe auf der Drahtoberfläche vorgefundenen mikroskopisch kleinen Natriumchlorid-Kristalle sowie der vereinzelt festgestellte Lochfrass liessen den Schluss zu, dass die Korrosionsangriffe an den Drähten entweder durch Natriumchlorid ausgelöst oder jedenfalls mit Sicherheit durch dieses gefördert wurde. Die Herkunft des Natriumchlorids konnte nicht eruiert werden. Es wurde angenommen, dass dieses vor dem Aufbringen des Fettes, d.h. während des Herstellungsprozesses bzw. der Konfektionierung, an die Litzendrähte gelangen konnte. Die Korrosionsschutzwirkung des an der Litze haftenden Fettes wurde als schwach eingestuft.

Ob der festgestellte unvollständige Korrosionsschutz bei den untersuchten Schadenfällen als ein einzelner einmaliger oder als systematischer Mangel zu beurteilen ist, konnte auf Grund der Untersuchungen nicht schlüssig beantwortet werden. Die unvollständige Verfüllung mit Zementstein weist eher auf einen Individualfehler hin. Die ungenügende Korrosionsschutzwirkung des plastischen Füllguts (Korrosionsschutzmasse) hingegen lässt eher einen systematischen Mangel vermuten.

Massnahmen

Das hohe Spannungsniveau der Anker, die Korrosionsschäden und die registrierten Kraftzunahmen führen zur Empfehlung, die ganze Verankerung möglichst bald zu ersetzen und die Betonkonstruktion zu verstärken. Weil das Trassee der A12 bei einem Kollaps der Stützmauer aufgrund der Nachrechnung nicht sofort akut gefährdet ist, wird der Ersatz bzw. die Verstärkung der Verankerung für das Jahr 2005 geplant. Für die Überwachung wurden 3 Inklinometer, 3 Extensometer und 2 Piezometer installiert, um die Entwicklung der Verschiebungen zu verfolgen.

Folgerungen

Das Beispiel bestätigt die Aussage, dass Litzenanker vor der Einführung des doppelten Korrosionsschutzes (ca. 1983) hinter dem Ankerkopf generell gefährdet sind. Überdies zeigt sich hier klar, dass die Limitierung der Festsetzkraft auf $0.6 P_{pk}$ (SIA V 191 (1995) und SIA 267 (2003)) bei Ankern gerechtfertigt ist.

Bei der Zustandserfassung und Beurteilung von Ankern muss die mögliche ungenügende Dauerhaftigkeit und Korrosionsschutzwirkung von plastischem Füllgut (Korrosionsschutzmasse) bzw. die Möglichkeit von systematischen Mängeln beachtet werden. Geschädigte Spannstähle sollten konsequent von Spezialisten (z.B. EMPA Dübendorf) untersucht werden.

Unterlagen

- EMPA Prüfbericht Nr. 433'363 vom 3. März 2005, Untersuchungen in korrosionschemischer Hinsicht (physikalisch-chemische Untersuchungen, Fotodokumentation).
- EMPA Prüfbericht Nr. 433'363/1 vom 3. März 2005, Untersuchungen in korrosionschemischer Hinsicht (Korrosionsprüfung des Fettes, Fotodokumentation).