8

94. Jahrgang
August 2017, S. 497-508
ISSN 0932-8351
A 1556

Sonderdruck

Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau

Bedienungssteg zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn

Errichtung und Instandsetzung – Erfindergeist und Innovation

Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt
Fachbereichsleiter Instandsetzung Massivbrücken

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

INVER

MC
BE SURE. BUILD SURE

DOI: 10.1002 / bate.201700039

Hans-Jörg Vockrodt

Bedienungssteg zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn

Errichtung und Instandsetzung – Erfindergeist und Innovation

Die Errichtung des Bedienungsstegs zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn im Jahre 1974 ist hinsichtlich Planung und Bauausführung sowie der darin realisierten Innovationen ein Stück Technikgeschichte. Dieser Beitrag dient rückblickend ihrer Bewahrung und beschreibt aktuelle Instandsetzungsmaßnahmen zum Erhalt des Bauwerks unter besonderen bautechnologischen Bedingungen.

Keywords Brückenbau; Taktschiebeverfahren; Verschub, horizontalkraftfreier; Pfeilerinstandsetzung; Bauzustandsanalyse; Risssanierung

Operating bridge to the outlet tower of Schönbrunn Dam – construction and maintenance – inventiveness and innovation
The construction of the operating bridge to the Schönbrunn Dam outlet tower in 1974 is a milestone in technological history in terms of the planning and construction work and the innovations required. This article aims to record this in retrospect and describes current repair measures for the maintenance of the structure under particular technical building conditions.

Keywords bridge building; incremental launching method; shifting without horizontal forces; pier repair; structural condition analysis; crack repair

1 Am Anfang der Brücke

Die zur Thüringer Fernwasserversorgung gehörende Talsperre Schönbrunn liegt im südlichen Thüringer Wald in der Gemeinde Schleusegrund im Landkreis Hildburghausen. Die der Trinkwasserversorgung und dem Hochwasserschutz dienende Talsperre wurde 1975 in Betrieb genommen. Sie versorgt 230 000 Verbraucher in Südthüringen mit täglich rund 27 000 m^3 Trinkwasser. Der Staudamm der Talsperre wurde als Steinschüttdamm ausgeführt. Am wasserseitigen Fuß des Damms befindet sich im Stauraum der Talsperre ein 65 m hoher Entnahmeturm, welcher über einen Bedienungssteg zu erreichen ist (Bild 1). Der 1974 errichtete Bedienungssteg stellt eine Besonderheit dar, er war die erste Taktschiebebrücke der DDR. Doch dies war nur die eine Seite der damaligen technischen Herausforderung. Zu lösen war auch das Problem, wie während des Verschubs die Eintragung von Horizontalkräften auf die extrem schlanken Pfeiler vermieden werden konnte. Am Anfang der Brücke stand also eine große Idee!

Bild 1 Talsperre Schönbrunn – Bedienungssteg zum Entnahmeturm
Schönbrunn Dam – Operating bridge to outlet tower

2 Konstruktion und Bauwerkserrichtung

Der Spannbetonüberbau des ca. 130 m langen Bedienungsstegs ist eine Dreifelddurchlaufkonstruktion mit Einzelstützweiten von je 43,6 m. Das 64 m die Talsohle überspannende Tragwerk besitzt eine Konstruktionsbreite von 2,7 m und eine Konstruktionshöhe von 1,7 m, welche 1/26 der Stützweite entspricht (Bild 2). Die damit gegebene große Schlankheit hebt die optische Wirkung der Konstruktion bei Vollstau besonders eindrucksvoll hervor [4].

Der Überbauquerschnitt ist als dünnwandiger Hohlkasten mit innen liegenden Querschnittsverstärkungen ausgebildet. Durch die zum Zeitpunkt der Errichtung neuartige Anordnung parallel geführter gerader Spannglieder in der Boden- und Deckplatte konnten die Stege mit 15 cm relativ dünn und hüllrohrfrei hergestellt werden. Es kamen Einstabspannglieder ESG 36 und Bündelspannglieder BSG 50 bzw. 100 zur Anwendung, die in Verstärkungsrippen verankert sind.

Der Bedienungssteg ist in den Drittelspunkten auf zwei schlanken Pfeilern über Gummitopflager fest aufgelagert. Im Bereich des hangseitigen Widerlagers und des Entnahmeturms ist er auf Elastomerlagern abgesetzt.

Die mit 50 bzw. 25 m ungewöhnlich hohen Stahlbetonpfeiler B und C besitzen einen Kreisquerschnitt mit einem planmäßigen Durchmesser von 2,20 m. Hierdurch ergibt

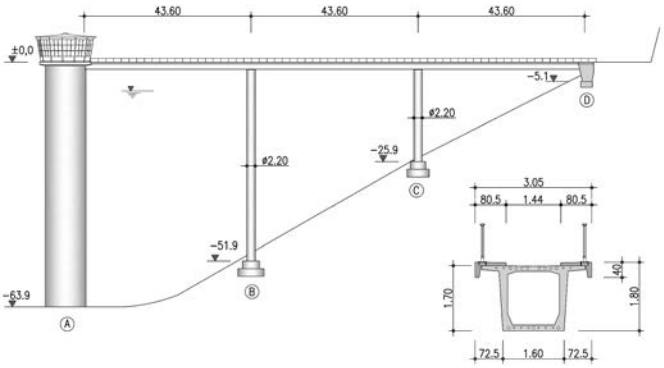


Bild 2 Bedienungssteg zum Entnahmeturm – Brückenlängs- und Brückenquerschnitt
Operating bridge to outlet tower – bridge side elevation and cross-section

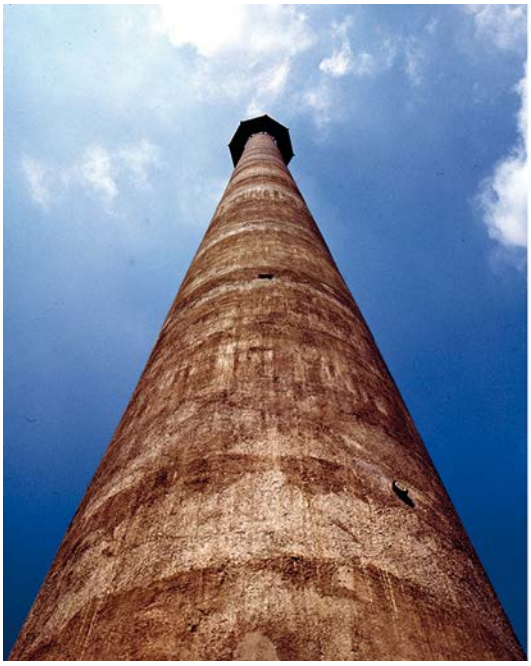
sich für den großen Pfeiler B eine Grenzschlankheit nach TGL 0-1045 von $\lambda = 140$. Die Herstellung beider Pfeiler erfolgte in Gleitbauweise mit einer Gleitschalung. Im Zuge der statischen Nachweisführung wurde als Ersatz für den Stabilitätsnachweis der Pfeiler ein Bruchsicherheitsnachweis nach Theorie II. Ordnung geführt. Hierfür war die Kenntnis der Beziehung zwischen Normalkraft, Moment und Stabkrümmung Voraussetzung. Zur Ermittlung der Momenten-Krümmungsbeziehungen mussten in Ermangelung verfügbarer Veröffentlichungen Anfang der 1970er-Jahre spezielle Krümmungsdiagramme für den Kreisquerschnitt unter Berücksichtigung der jeweiligen Bewehrungsverhältnisse erarbeitet werden (Bild 3) [2]. Dies verdient unter Berücksichtigung des damals vorhandenen Stands der Technik eine besondere Hervorhebung.

Generell waren sowohl für den Überbau als auch für den Unterbau die aus den Bauzuständen resultierenden Lastfälle maßgebend. Als Verkehrslast wurde ein Wagen mit einer Länge von 2,0 m und einer Gesamtlast von 35 kN sowie einer Flächenlast von 3 kN/m^2 zugrunde gelegt.

Bautechnologisch kam zur Errichtung des Bedienungsstegs das Taktschiebeverfahren zur Anwendung. Dies ist bedeutungsvoll, da es die Erstanwendung des Taktschiebeverfahrens in der damaligen DDR im Jahre 1974 war, nur wenige Jahre nach den ersten Taktschiebebrücken in Österreich (Wildbichler Brücke über den Inn in Kufstein) und in Westdeutschland (Taubertalbrücke). Als Väter der Entwicklung des Taktschiebeverfahrens gelten die Brückenbaupioniere FRITZ LEONHARDT und WILLI BAUR.

Der Überbau des Bedienungsstegs zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn wurde in 18 Taktabschnitten gefertigt (Bild 4). Der gewählte Wochentakt umfasste am Montag das Freisetzen der Stahlschalung, Vorspannarbeiten und den Verschub des vorhandenen Segments sowie von Dienstag bis Donnerstag das Bewehren und Betonieren des nachfolgenden Segments. Dabei standen als max. Erhärtungszeit bis zum erneuten Vorspannen 4 d zur Verfügung. Der erforderlichen Frühhochfestigkeit des Betons kam so ein besonderer Stellenwert zu. Die für die Vorspannung geforderte Festigkeit von 80 % der 28-Tage-Festigkeit konnte ohne weitere Hilfsmittel allein durch eine entsprechende Betonrezeptur erreicht werden. Die mithilfe einer hydraulisch betriebenen Stahlaußenschalung realisierte Betonage der Einzelsegmente erfolgte als Gesamtquerschnitt in jeweils einem Zug. Die taktweise Herstellung des gesamten Überbaus wurde im Zeitraum von Mai bis September ausgeführt [3].

Aufgrund der sehr schlank ausgebildeten elastischen Pfeiler mussten während des Verschubs Pfeilerkopfauslen-



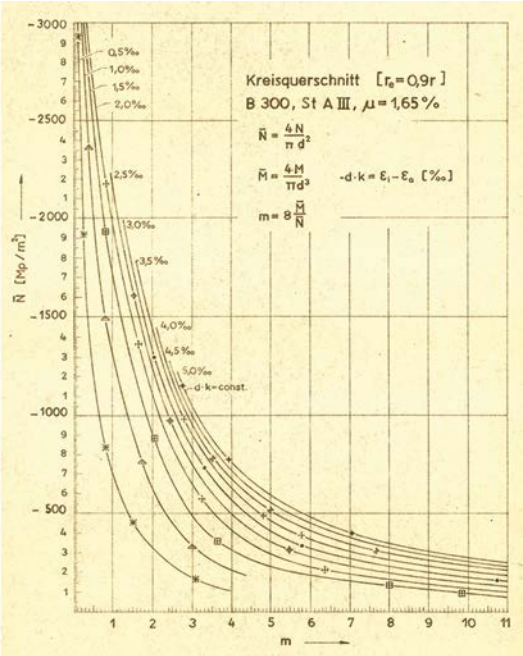


Bild 3 50 m hoher Stahlbetonpfeiler B und Krümmungsdiagramm zur Ermittlung der Momenten-Krümmungsbeziehung im Rahmen der statischen Nachweisführung
50 m high reinforced concrete pier B and curvature diagram to determine the moment-curvature relationship as part of the static verification

Bild 4 Erstanwendung des Taktschiebeverfahrens 1974 unter Vermeidung horizontaler Auflagerkomponenten für elastische Pfeiler – HANS VOCKRODT und DIETER FEISTEL (2. u. 3. v. l.) schrieben ein Stück Technikgeschichte
First use of the incremental launching method in 1974 avoiding horizontal bearing components for elastic piers – HANS VOCKRODT and DIETER FEISTEL (2nd and 3rd from left) make technological history

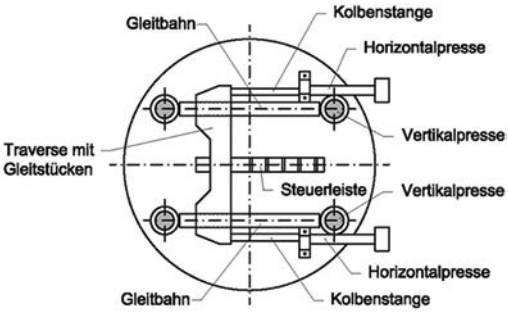


Bild 5 Hydraulisches Verschubsystem mit Wegbegrenzungsschaltung auf den Pfeilerköpfen
Hydraulic shifting system with limit circuit on pier heads

kungen bzw. die Eintragung von Horizontalkräften aus dem Verschubvorgang vermieden werden. Zur Lösung dieses Problems wurde ein hydraulisches, synchron weggesteuertes Verschubsystem, eine sogenannte Hub-Reibe-Anlage, entwickelt und auf den Pfeilerköpfen zum Einsatz gebracht (Bild 5). Durch die Anordnung von Gleitschlitten zwischen Überbau und Pfeiler, bei denen der Ober- und Unterschlitten durch dazwischenliegende Horizontalpressen gegeneinander verschoben wird, erfolgt kein Absetzen von Horizontalkräften aus gleitender Reibung auf die Pfeiler. Horizontalkräfte infolge Pfeilerauslenkungen durch unterschiedliche Pressengeschwindigkeiten und Unterbausteifigkeiten konnten durch eine Wegbegrenzungsschaltung vermieden werden. Diese war so ausgelegt, dass es nach dem Erreichen eines vorgegebenen Verschubintervalls von 15 mm in einem Auflagerpunkt zur Abschaltung der zugehörigen Horizontalpressen kam. Nachdem dies nacheinander an allen Auflagerpunkten erfolgte, schalteten sich alle Verschubpressen für den nächsten Intervall gemeinsam wieder ein.

Infolge der zur Verfügung stehenden relativ geringen Querschnittsfläche der Pfeiler ergab sich im Zuge des Verschubs ein max. Schlittenweg von 50 cm. Nach dem Erreichen des max. Schlittenwegs wurde der Überbau durch ein vertikales Pressensystem ausgehoben. Die damit freigesetzten Schlitten konnten so wieder in ihre Ausgangsposition zurückgefahren werden. Zur Reduzierung der Reibung erfolgte eine Belegung der Kontaktflächen der Schlitten mit Platten aus PTFE (Polytetrafluoräthylen). Die Verschubdauer für einen Schlittenweg betrug einschließlich des Aushebens, des Zurückfahrens und des Wiederabsetzens 10 min. Für einen Taktabschnitt mit einer Segmentlänge von 7,27 m ergab sich so eine Gesamtverschubdauer von 2,5–3,5 h. Auf das Verfahren zum Verschub von Bauteilen und Bauwerken bei Vermeidung horizontaler Auflagerkomponenten, insbesondere von Betonbrücken mit relativ schlanken und elastischen Stützen, wurde 1976 ein Wirtschaftspatent erteilt [1].

Durch den Verschub entstanden infolge der Auskragung der freien Verschublänge große Zusatzmomente an der Oberseite des Überbaus im Bereich der Pfeiler. Diese konnten durch den Einsatz eines Vorbauschnabels verringert werden. Da zur Aufnahme der Zusatzmomente die auf den Endzustand ausgelegte Vorspannung im Querschnitt nicht ausreichte, kam eine temporäre Hilfsvorspannung mit Einstabspanngliedern ESG 36 auf der Oberseite des Überbaus während der Verschubarbeiten

Bild 6 Temporäre Hilfsvorspannung mit Einstabspanngliedern ESG 36 auf der Überbauoberseite
Temporary auxiliary pretensioning with ESG 36 single strand tendons on the top side of the superstructure

Bild 7 Pfeiler B – Pfeileransicht mit bis zu 10 mm breitem Längsriss
Pier B – view of pier with longitudinal crack up to 10 mm wide

zur Anwendung (Bild 6). Die Verankerung der Einstabspannglieder erfolgte an Stahlträgerkonstruktionen, welche sich gegen aufgespannte Betonkonsolen abstützten [3].

Bautechnologisch und konstruktiv waren während des Verschubvorgangs auch Bauwerksverformungen zu berücksichtigen. Während die Durchbiegung der Kragträgerspitze verschubabhängig bis zu 35 cm betrug, war eine Auslenkung des großen Pfeilers infolge einer einseitigen Sonnenbestrahlung über den Zeitraum 1 d von bis zu 6 cm zu beachten.

Die Vorfertigungsfläche befand sich hinter dem hangseitigen Widerlager. Sie war in ihrer Ausdehnung beschränkt, sodass zur Gewährleistung der Fertigungslänge, zum Ansetzen des Vorbauschnabels und für den Verschub über das erste Randfeld ein Unterstützungsgerüst erforderlich war. Verschoben wurde über Endpressen, die sich hinter der Betoniergrube befanden.

Die Erstanwendung des Taktschiebeverfahrens in der damaligen DDR im Jahre 1974 ist mit der Besonderheit des Verschubs des Überbaus über die schlanken elastischen Pfeiler unter Vermeidung horizontaler Auflagerkomponenten ein wichtiger Bestandteil der Geschichte der Taktschiebebrücken.

3 Instandsetzung

Erste Sanierungsarbeiten waren 1995 erforderlich, im Zuge derer Lager, Übergangskonstruktionen und Geländer erneuert werden mussten. Vor Kurzem wurden umfassende Instandsetzungsmaßnahmen am großen Brückenpfeiler B abgeschlossen, die der Sicherung der Tragfähigkeit und der Gewährleistung der Dauerhaftigkeit des Gesamtbauwerks dienten. Diese unter besonderen bautechnologischen Bedingungen realisierten Maßnahmen sollen nachfolgend erläutert werden.

3.1 Bauzustandsanalyse

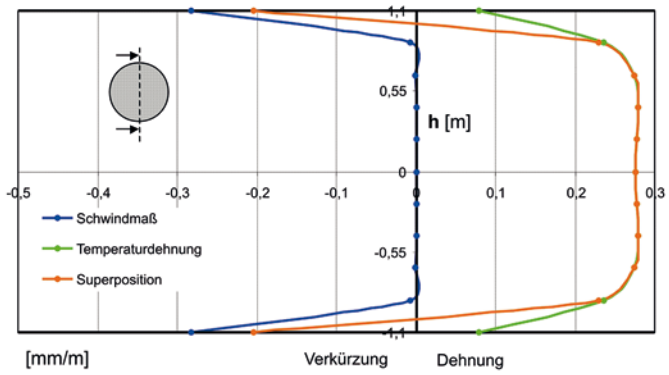
Grundlage der Planung war eine umfangreiche Bauzustandsanalyse, wie sie unabdingbar für die Aufstellung eines zielführenden Instandsetzungskonzepts ist [5, 6]. Eine Hauptprüfung sowie eine Materialuntersuchung lieferten die Grundlagen zur Beurteilung des aktuellen Bauwerkszustands. Die als Untersuchungsergebnis ermittelte Bauzustandsnote von 3,9 war objektiver Anlass zur Notwendigkeit von Instandsetzungsmaßnahmen.

3.1.1 Pfeiler

Hauptverantwortlich für die schlechte Bauzustandsnote war das Schadensbild am 50 m hohen Pfeiler B. Hier wurden entlang des Pfeilers offene Längsrisse mit Rissbreiten bis zu 10 mm über und unter Wasser diagnostiziert (Bild 7). Infolge einer umseitigen Belüftung des Pfeilers mit Druckluft zur Vermeidung einer Eisbildung am Pfeiler im Winter unterlag die Längsbewehrung des Pfeilers auch unter Wasser einer erheblichen Korrosionsgefährdung. Somit waren die Standsicherheit und die Dauerhaftigkeit des Pfeilers und damit des gesamten Bauwerks als gefährdet einzuschätzen.

Zur Festlegung geeigneter Instandsetzungsmaßnahmen war die Kenntnis der Ursachen der Rissbildung erforderlich. Grundsätzlich muss dabei zwischen dem Herstellungszeitraum und dem Zeitraum unter vertikaler Vollbelastung des Pfeilers unterschieden werden.

Die Fertigung der Pfeiler des Bedienungsstegs erfolgte 1974 in Gleitbauweise. Zur Darstellung der Verhältnisse in der Phase der frühen Betonentwicklung wurden zum Zeitpunkt 36 h nach der Betonage die querschnittsbezogenen Temperatur- und Feuchtefelder gemäß [7, 8] nach-



$$\sigma_{E_{(t,y)}} = k_R \frac{E_{(\beta_c)}}{1-\mu^2_{(\beta_c)}} \left[\Delta\varepsilon_{(t,y)} - \frac{1}{h_y}\int \Delta\varepsilon_{(t,y)}\, dy - \frac{12y}{h_y^3}\int \Delta\varepsilon_{(t,y)}\, y\, dy \right]$$

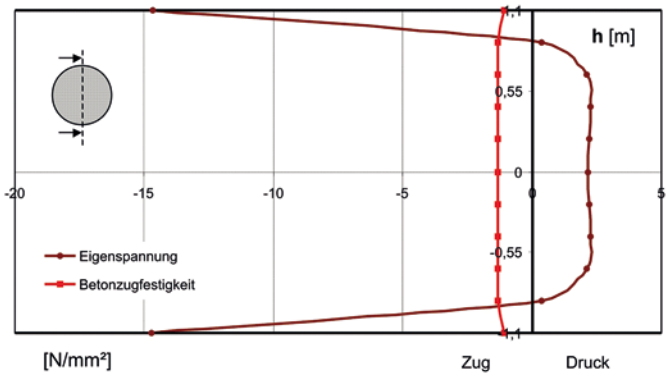


Bild 8 Nichtlineare Temperatur- und Schwinddehnungen infolge Hydratation und Austrocknung sowie daraus resultierende Eigenspannungen σ_E im Vergleich zur Betonzugfestigkeit über dem Pfeilerquerschnitt zum Zeitpunkt 36 h nach der Betonage
Non-linear temperature expansion and shrinkage as a result of hydration and drying along with resultant internal stresses σ_E in relation to concrete tensile strength across the pier cross-section at a point in time 36 h after concreting

gerechnet. Zu betrachten waren die Temperaturfeldentwicklung infolge Hydratation sowie die Feuchtefeldentwicklung infolge Austrocknung. Aus den daraus ermittelten Temperatur- und Schwinddehnungen konnte der vorhandene Spannungszustand über dem Querschnitt bestimmt werden, welcher sich in einen linear begrenzten Anteil und in einen nichtlinear begrenzten Anteil zerlegen lässt. Der nichtlinear begrenzte Anteil wiederum führt zu Eigenspannungen, denen eine noch geringe Druck- und Zugfestigkeit des jungen Betons gegenübersteht. Bild 8 zeigt die nichtlinear über den Pfeilerquerschnitt verteilten Temperatur- und Schwinddehnungen infolge Hydratation und Austrocknung sowie den daraus resultierenden Eigenspannungszustand im Vergleich zur vorhandenen Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt 36 h nach der Betonage. Deutlich erkennbar ist, dass die Zugeigenspannungen die Zugfestigkeit am Rand um mehr als das Zehnfache übersteigen. Klimatologische Einflüsse im Herstellungszeitraum, wie die einseitige südliche Sonnenbestrahlung des Pfeilers, verschärfen diesen Sachverhalt zusätzlich. Da eine umfangreiche Betonnachbehandlung während der Pfeilerherstellung nicht dokumentiert ist, kann von einer Initialrissbildung am Pfeiler in der

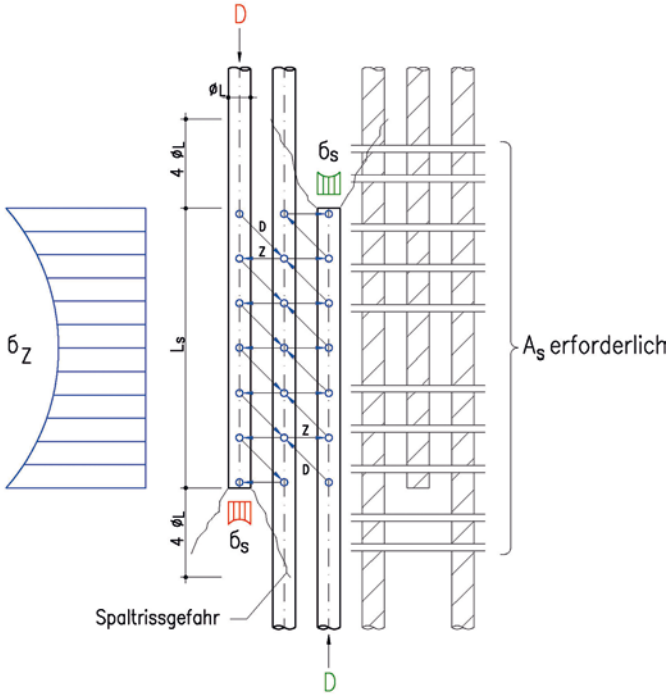


Bild 9 Übergreifungsstoß für Druckstäbe – prinzipielles Tragverhalten
Overlap joint for pressure rods – bearing behaviour in principle

frühen Phase der Betonentwicklung ausgegangen werden.

Nach Ausbildung der Initialrisse ist die weitere Ausprägung der Längsrisse im Zeitraum unter vertikaler Vollbelastung auf einen letztendlich zu geringen Anteil der Bügelbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße zurückzuführen. Die Bügelbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße dient neben der Fassung der Längsbewehrung vorwiegend der Aufnahme von Querzugkräften und verhindert bei Druckstößen Spaltrisse an den jeweiligen Stabenden infolge Spitzendruck (Bild 9). Wie oben erwähnt, sind die Pfeiler in Gleitbauweise hergestellt worden. Technologieabhängig war dabei die max. Länge der Längseisen auf 4,0 m begrenzt. Infolge dieser kurzen Peitschenlängen mussten entlang des Pfeilers viele Übergreifungsstöße mit geringem Abstand zueinander angeordnet werden. Dem damaligen Stand der Technik entsprechend wurde je Übergreifungsstoß eine konstruktive Bügelbewehrung 4 Bügel ∅ 16 mm eingelegt. Je Übergreifungsstoß betrug der Anteil der gestoßenen Bewehrung an der Gesamtbewehrung ca. 33 %. Unter Berücksichtigung der aktuell gängigen Konstruktionsregel, dass die Querschnittsfläche der Querbewehrung so groß sein sollte wie die Querschnittsfläche der gestoßenen Stäbe, muss aus heutiger Sicht die vorhandene Bügelbewehrung als zu gering gegenüber der erforderlichen Bügelbewehrung eingeschätzt werden. Hinzu kommt der Sachverhalt, dass während der Pfeilerbetonage das Gewicht der Gleitschalung auch über die Stirnflächen der Längseisen an den Übergreifungsstößen abgesetzt wurde und es so wahrscheinlich zur Ausbildung von Spaltrissen im jungen Beton gekommen ist.

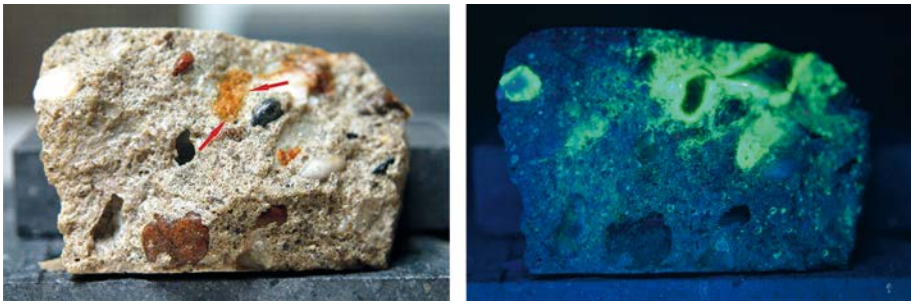


Bild 10 Pfeiler B – Bohrkernprobe mit Reaktionssäumen und gelb-grüner Fluoreszenz als Merkmale einer abgelaufenen Alkali-Kieselsäure-Reaktion
Pier B – drill core sample with reaction rims and yellow-green fluorescence as characteristics of a past alkali-silicic acid reaction

Unter der späteren vertikalen Vollbelastung des Pfeilers war somit eine fortschreitende Ausprägung der Initialrisse im Bereich der Übergreifungsstöße wahrscheinlich. Bei dem vorhandenen geringen Abstand der Übergreifungsstöße untereinander ist so in Analogie zum Reißverschlussprinzip die Ausbildung der durchgängigen Längsrisse entlang des Pfeilers B erklärbar.

Im Ergebnis der Materialuntersuchung konnte für Pfeiler B eine Festigkeitsklasse C 40/50 und für Pfeiler C eine Festigkeitsklasse C 30/37 nachgewiesen werden. Für beide Pfeiler liegt somit die vorhandene Festigkeitsklasse (Istzustand) über der im Projekt vorgesehenen Festigkeitsklasse C 25/30 (Sollzustand).

Die an den Pfeilern an mehreren Stellen freigelegte Bewehrung wies keine relevanten Korrosionserscheinungen auf. Die Carbonatisierungstiefe im Festbeton von Pfeiler B liegt unter 3 mm. Bei einer minimalen Betonüberdeckung von 36 mm, welche mit einer umlaufenden Ferroscan-Aufnahme bestimmt wurde, kann nach Abschätzung des Carbonatisierungsfortschritts auf Basis des Wurzel-Zeit-Gesetzes im Rahmen der vorgesehenen Nutzungsdauer von einem ausreichenden Schutz der Bewehrung vor Repassivierung ausgegangen werden.

Als problematisch musste zunächst der Nachweis charakteristischer Merkmale einer bereits abgelaufenen Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) an Bohrkernproben des Pfeilers B angesehen werden. Im Ergebnis eines durchgeführten Uranylacetat-Fluoreszenz-Schnelltests war Alkalisilikathydratgel als Reaktionsprodukt der Alkali-Kieselsäure-Reaktion nachweisbar. Bild 10 zeigt eine Bohrkernprobe mit Reaktionssäumen im Randbereich der Zuschlagkörner sowie die als gelb-grüne Fluoreszenz sichtbare Anwesenheit von Alkalisilikathydratgel unter UV-Licht. Aufgrund dieser Feststellung wurden zur Abschätzung des Restdehnungspotenzials und einer damit verbundenen möglichen zukünftigen Gefährdung sieben Bohrkerne aus den Pfeilern und aus dem Entnahmeturm entnommen und einem Nebelkammerversuch unterzogen. Während eines solchen Versuchs wird die Entwicklung der Betondehnung bei reaktionsbeschleunigender Lagerung unter 40 ± 2 °C und mind. 99 % relativer Luftfeuchtigkeit über einen Zeitraum von bis zu 9 M beobachtet. Bild 11 zeigt die zeitliche Entwicklung des mittleren Restdehnungspotenzials an Bohrkernen der Pfeiler B und C sowie des Entnahmeturms über einen Zeitraum von 220 d. Zur Beurteilung der Verläufe dient eine Dehnung von 0,8 mm/m als Richtwert. Dabei ist ein Anteil von 0,4–0,5 mm/m prüfverfahrensabhängigen Temperatur- und Quelldehnungen zuordenbar. Dehnungen > 0,8 mm/m gelten als Indiz für weiterhin ablaufende Treibreaktionen. In Auswertung der Dehnverläufe konnte gesagt werden, dass an sechs von sieben Bohrkernen Restdehnungen ≤ des Richtwerts von 0,8 mm/m eingetreten sind. Die mittleren Dehnungswerte der Bohrkerne befinden sich im eingeschwungenen Zustand. Im Sinne der „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge AKR geschädigt sind“ [9], kann so bei allen Bohrkernen von einem scheinbaren Dehnungsstillstand ausgegangen werden. An beiden Pfeilern und am Entnahmeturm war das vorhandene Restdehnungspotenzial als verträglich einzuschätzen. Trotz des am Pfeiler B mit einem Wert von ca. 1,2 mm/m vorhandenen „Dehnverlauf-Ausreißers“ (Bohrkern B4) gilt diese Aussage auch für diesen Pfeiler. Die Einschätzung ist gerechtfertigt, da am Pfeiler B die Betonfestigkeit weit über der Sollfestigkeit liegt, die Betonstruktur als homogen, dicht und ohne Auffälligkeiten charakterisiert werden kann und keine ausgeprägte Netzstruk-

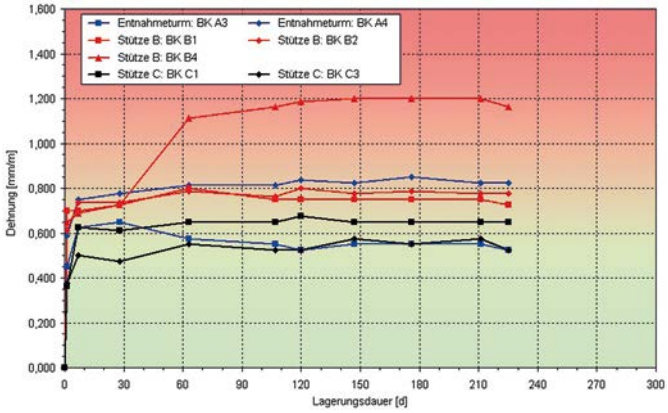


Bild 11 Bohrkerne aus den Pfeilern B und C sowie aus dem Entnahmeturm – zeitliche Entwicklung des mittleren Restdehnungspotenzials im Nebelkammerversuch
Drill core samples from piers B and C and from the outlet tower – development over time of the mean residual expansion potential in cloud chamber test

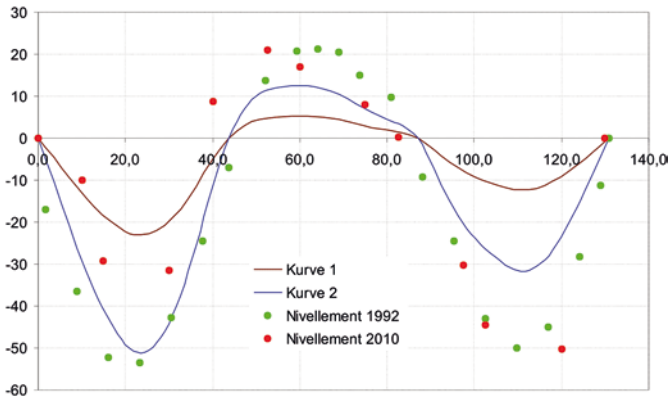


Bild 12 Gemessene und berechnete Überbau-Biegelinien im Vergleich – Kurve 1: $g + V$, Kurve 2: $1/((1 - e^{-\varphi})/\varphi) \cdot (g + V)$
Measured and calculated superstructure bending lines in a comparison – curve 1: $g + V$, curve 2: $1/((1 - e^{-\varphi})/\varphi) \cdot (g + V)$

Bild 13 Pfeilerinstandsetzung – Ponton mit aufgesetztem Arbeitsgerüst und Baustelleneinrichtung
Pier repair – pontoon carrying work scaffolding and site equipment

tur der Rissbilder als visuelles Merkmal schädigender Treiberscheinungen vorhanden ist. Die Instandsetzungswürdigkeit von Pfeiler B war so trotz vorhandener charakteristischer Merkmale einer abgelaufenen AKR gegeben. Am Pfeiler C und am Entnahmeturm waren neben dem unkritischen Restdehnungspotenzial auch keine Reaktionsmerkmale einer AKR nachweisbar.

3.1.2 Bedienungssteg

Zur Beurteilung von Langzeitverformungen des Spannbetonüberbaus wurden vermessungstechnische Aufnahmen der Biegelinie aus den Jahren 1992 und 2010 einer rechnerisch ermittelten Biegelinie gegenübergestellt (Bild 12) [4]. Letztere zeigt als Kurve 1 die Durchbiegungen unter ständiger Last g und Vorspannung V. Kurve 2 zeigt die infolge Kriechen und Schwinden vergrößerten Durchbiegungen unter ständiger Last g und Vorspannung V gemäß der in [10] zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden auf vorgespannte, statisch unbestimmte Tragwerke angegebenen Beziehung. In der Auswertung ist erkennbar, dass die rechnerische Biegelinie (Kurve 2) recht gut mit den gemessenen Werten übereinstimmt. Die 2010 messtechnisch ermittelte Biegelinie entspricht ungefähr der 1992 gemessenen Biegelinie. Das heißt, dass keine relevante Vergrößerung der Durchbiegungen eingetreten ist. Kriechen und Schwinden können als abgeschlossen angesehen werden. Zusammenfassend sind die aktuell vorhandenen Durchbiegungen als statisch plausibel einzuschätzen.

3.2 Pfeilerinstandsetzung

Die am Pfeiler B diagnostizierten offenen Längsrisse mit Rissbreiten bis zu 10 mm stellten eine Gefährdung der Standsicherheit und der Dauerhaftigkeit des Pfeilers dar. Aufgrund dieses Befunds war die Ausführung einer Pfeilerinstandsetzung erforderlich (Bild 13). Primäre Bestandteile dieser Pfeilerinstandsetzung waren eine umfängliche Risssanierung sowie die Sicherung des Pfeilers mit Stahlschellen. Ergänzend wurde der Pfeilerkopf instand gesetzt und die Belüftungsanlage des Pfeilers erneuert (Bild 14).

Die bautechnologische Besonderheit bestand in der Ausführung eines Teils der Arbeiten unter Wasser bis in eine Tiefe von ca. 32 m unterhalb der Wasserspiegellage. Hierfür war der Einsatz einer Tieftaucher-Spezialfirma erforderlich (Bild 15). Die Risssanierungs- und Montagearbeiten wurden von einem Ponton aus in über 100 Tauchgängen realisiert. Bei einer erforderlichen Tauchtiefe von 32 m beschränkte sich die Einsatzzeit eines Tauchers auf 35 min. Die dann erforderliche Dekompressionsphase betrug 20 min. Als Atemgasgemisch kam Nitrox zur Anwendung. Durch dieses aus Stickstoff und Sauerstoff bestehende Gemisch, welches gegenüber normaler Luft einen höheren Sauerstoffanteil besitzt, konnte die Einsatzzeit verlängert und die Gefahr einer Dekompressionserkrankung verringert werden. Über die Helmkameras der Taucher wurden die Arbeiten in Echtzeit überwacht und zur Dokumentation aufgezeichnet. Der ausführenden Tieftaucher-Spezialfirma DAKMA Unterwasserarbeiten aus Berlin kommt bei den Unterwasserarbeiten zur Pfeilerinstandsetzung eine besondere Anerkennung zu.

Auch die Gewährleistung des Instandsetzungsziels im Rahmen der Risssanierung auf Basis von Materialauswahl und Injektionstechnologie durch die MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG ist unter den gegebenen Bedingungen als besondere Leistung hervorzuheben. Die Bauzustandsanalyse, Planung und Ausschreibung sowie die Bauüberwachung oblagen der INVER – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH in Erfurt. Als weitere ausführende Baufirma ist die Sandstrahl Schuch GmbH aus Görlitz zu nennen. Auftraggeber war die Thüringer Fernwasserversorgung.

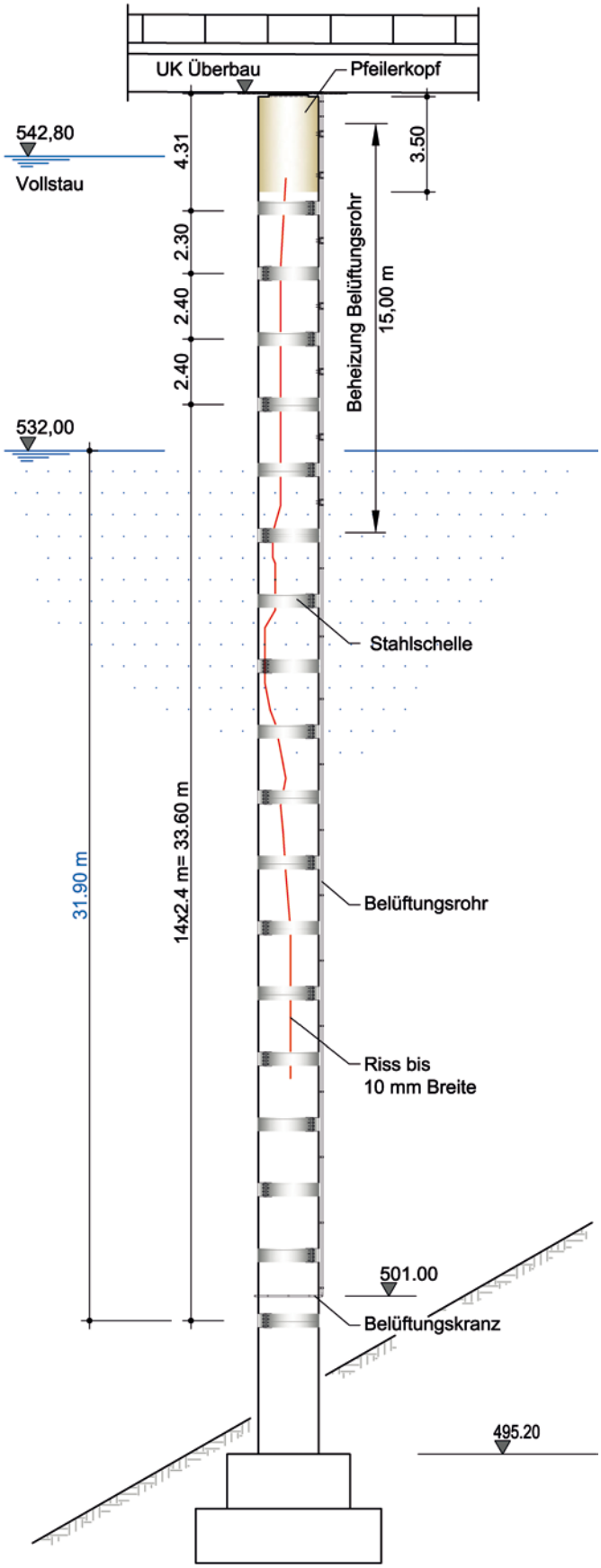


Bild 14 Pfeilerinstandsetzung – Darstellung der Instandsetzungsmaßnahmen
Pier repair – illustration of repair measures

Bild 15 Pfeilerinstandsetzung – Einsatz von Tieftauchern zur Ausführung der Unterwasserarbeiten
Pier repair – deployment of divers to carry out the underwater works

3.2.1 Risssanierung

Ziel der Risssanierung war die Wiederherstellung eines ungestörten Pfeilerquerschnitts zur Sicherstellung der Standsicherheit sowie die Wiederherstellung des Korrosionsschutzes der Pfeilerbewehrung zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit.

Im Rahmen der Risssanierung wurden die offenen Längsrisse entlang des Pfeilers mit einer Rissbreite > 0,4 mm über und unter Wasser durch eine Injektion geschlossen (Bilder 14, 16). Die Festlegung einer Rissbreitengrenze von 0,4 mm, bis zu dieser keine Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich sind, resultiert aus der Überlegung, dass bei den hier vorliegenden statisch bedingten spannungsinduzierten Rissen die zulässige Rissbreitengrenze durch die Streckgrenze der Pfeilerbewehrung definiert wird [11].

Vor Ausführung der Pfeilerinjektion wurde der Pfeiler unter und über Wasser durch Hochdruckwasserstrahlen (HDW) gereinigt. Zur Vermeidung von Eintrübungen im Rahmen der Pfeilerreinigung unter Wasser musste ein großer Teil der Strahlprodukte über ein Ringsegment abgesaugt (Bild 17) und in die ca. 200 m entfernt gelegene Hochwasserentlastungsanlage gepumpt werden.

Bild 16 Pfeilerinstandsetzung – Rissbild
Pier repair – cracking

Quelle: Dakma

Bild 17 Pfeilerinstandsetzung – Pfeilerreinigung durch Hochdruckwasserstrahlen unter Wasser
Pier repair – pier cleaning using high-pressure water jets under water

Aufgrund der nur unzureichend ermittelbaren Rissgeometrie, insbesondere der Risstiefe und des Rissverlaufs im Pfeiler, erfolgte die Injektion der Risse über Klebe- und Schlagpacker (Bild 18). Bis zu einer Rissbreite von 2,5 mm kamen Klebepacker und ab einer Rissbreite von 2,5 mm Schlagpacker zum Einsatz. Bei den Klebepackern erfolgte zur exakten Positionierung eine Fixierung mittels

Quelle: Dakma

Bild 18 Pfeilerinstandsetzung – gesetzter Schlagpacker im Rahmen der Risssanierung unter Wasser
Pier repair – drive-in packer in place as part of crack repair under water

Quelle: Dakma

Bild 19 Pfeilerinstandsetzung – Rissverdämmung im Rahmen der Risssanierung unter Wasser
Pier repair – crack filling as part of crack repair under water

Stahlstiften. Der Abstand der Packer war auf max. 25 cm begrenzt. Nach dem Setzen der Packer wurden die zu injizierenden Risse verdämmt (Bild 19). Zum Setzen der Klebepacker und zur Verdämmung der Risse kam die Dichtmasse CarboLan der Firma CarboTech Fosroc GmbH zur Anwendung.

Nach Aushärtung der Dichtmasse erfolgte das Injizieren der Risse unter Druck über die Packer von unten nach oben. Dabei musste der Injektionsdruck unter Wasser so gewählt werden, dass er oberhalb des in der jeweiligen Tiefenlage herrschenden Wasserdrucks lag. Somit war gewährleistet, dass das während der Rissverfüllung injizierte Harz das sich im Riss befindende Wasser herausdrückt. Der Verfüllungsfortschritt am Packer war am jeweils darüberliegenden Packer durch Austritt des Injektionsharzes kontrollierbar (Bild 20). Für die Rissinjektion kam ein abdichtendes und kraftschlüssig aushärtendes

Quelle: Dakma

Bild 20 Pfeilerinstandsetzung – Injektion der Risse im Rahmen der Risssanierung unter Wasser
Pier repair – injection of cracks as part of crack repair under water

Bild 21 Pfeilerinstandsetzung – Stahlschelle zur Pfeilersicherung
Pier repair – steel bracket to secure pier

Injektionsharz auf Polyurethanbasis der Firma MC-Bauchemie GmbH & Co. KG zur Anwendung. Risse bis zu einer Breite von 2,5 mm wurden mit MC-Injekt 2300 und ab einer Breite von 2,5 mm mit MC-Injekt 2700 injiziert. Zur Verpressung wurde ein pneumatisch betriebenes Handaustragsgerät (MC-Fastpack Power-Tool) mit aufgesetzten Doppelkammerkartuschen verwendet. Infolge der vorhandenen Temperaturverhältnisse mussten die Doppelkammerkartuschen vorgewärmt werden. Das Handaustragsgerät wurde auf dem Ponton über Wasser bestückt und anschließend zum sich unter Wasser im Einsatz befindenden Taucher herabgelassen. Wechselseitig kamen mehrere Handaustragsgeräte zum Einsatz, sodass eine kontinuierliche Rissinjektion gewährleistet werden konnte. Die Injektion der Risse erfolgte mit einem Druck von ca. 6 Bar.

Im Rahmen der Risssanierung am Pfeiler B wurden Risse mit einer Gesamtlänge von ca. 110 m über und unter Wasser injiziert. Hervorzuheben ist der Einsatz der genannten Produkte im Trinkwasserbereich, infolgedessen für alle Produkte ein entsprechendes Zulassungszertifikat erforderlich war. Des Weiteren war für alle Einzelkomponenten eine entsprechende Druckbeständigkeit für Arbeiten unter Wasser nachzuweisen.

3.2.2 Pfeilersicherung mit Stahlschellen

Nach Abschluss der Risssanierung erfolgte als weiterer Bestandteil der Pfeilerinstandsetzung die Sicherung des Pfeilers mit Stahlschellen (Bilder 14, 21). Wie oben beschrieben, konnte als eine Ursache der Ausprägung der Längsrisse im Zeitraum unter vertikaler Vollbelastung der zu geringe Anteil der Bügelbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße nachgewiesen werden. Die am Pfeiler im Bereich der Übergreifungsstöße kraftschlüssig angebrachten 18 Stahlschellen sollen der Aufnahme von Querzugkräften dienen und den Pfeiler gegen eine Längszerteilung sichern. Die 54 cm breiten Stahlschellen sind in der Stahlgüte S420MC ausgeführt. Dieser hochwertige Stahl besitzt eine hohe Streckgrenze und ermöglichte so in Korrespondenz mit der für die Verbindungsmittel gewählten Festigkeitsklasse 10.9 eine ausgewogene Dimensionierung. Eine Feuerverzinkung realisiert den Korrosionsschutz. Der Innendurchmesser der Schellen beträgt 2,225 m und entspricht damit dem nachvermessenen Pfeilerdurchmesser. Die Schellen bestehen aus je zwei 190 kg schweren Halbschellen, die um den Pfeiler herum angelegt und anschließend mit einem Drehmomentenschlüssel verschraubt wurden. Die Anordnung der Schellenstöße entlang des Pfeilers erfolgte abwechselnd um jeweils 90° versetzt.

3.2.3 Instandsetzung Pfeilerkopf

Gemäß vorhandenem Schadensbild waren auch am Pfeilerkopf Betoninstandsetzungsarbeiten auf einer Pfeilerlänge von ca. 3,5 m erforderlich (s. Bild 14). Nach Entfernung einer hier 1995 aufgebrachten und mittlerweile netzartig gerissenen sowie sich ablösenden Dichtungsschlemme wurden vorhandene Risse injiziert und die Betonoberfläche nach ihrer Reprofilierung mit einem Oberflächenschutzsystem OS-4 (OS-C) versehen. Weiter waren die auf den Pfeilerköpfen zum Schutz der Lager vorhandenen Aufkantungen zu erneuern (Bild 22).

3.2.4 Erneuerung der Belüftungsanlage

Weit unterhalb des Wasserspiegels befindet sich im unteren Pfeilerbereich ein am Pfeiler angebrachter perforierter Belüftungskranz. Durch diesen erfolgt im Winter ein Verpressen von Druckluft, wodurch eine Eisbildung am Pfeilerschaft im Bereich der Wasserspiegellage mit einer daraus resultierenden Pfeilerbelastung vermieden werden soll (Bild 23). Die Zuführung der Druckluft ist über ein im Pfeilerquerschnitt integriertes Belüftungsrohr gegeben.

Bild 22 Instand gesetzter Pfeiler des Bedienungsstegs zum Entnahmeturm
Repaired pier of operating bridge to outlet tower

Bild 23 Bedienungssteg zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn – Teil der Technikgeschichte
Operating bridge to the Schönbrunn Dam outlet tower – milestone in technological history

Weil die aus Stahlrohren bestehende Belüftungsanlage nur noch eingeschränkt funktionierte und im Zuge der Rissinjektion ein Zusetzen des vorhandenen Belüftungsrohrs zu befürchten war, erfolgte im Rahmen der Pfeilerinstandsetzung auch eine Kompletterneuerung der Belüftungsanlage. Die Druckluft wird dabei über ein neu montiertes Belüftungsrohr an der Außenseite des Pfeilers nach unten geführt und schließt dort an einen ebenfalls erneuerten Belüftungskranz an (Bilder 14, 22, 24).

Quelle: Dakma

Bild 24 Pfeilerinstandsetzung – Belüftungskranz als Teil der Belüftungsanlage unter Wasser
Pier repair – ventilation ring as part of the ventilation system under water

Da die Belüftung im Winter nicht ständig in Betrieb ist, muss bei Temperaturen im Frostbereich ein Zufrieren des Belüftungsrohrs durch Beheizung verhindert werden. Anlagentechnisch ist daher das Belüftungsrohr im oberen Bereich der Wasserspiegellage in einem Mantelrohr integriert, in welchem zwischen Belüftungs- und Mantelrohr zwei Heizbänder angeordnet sind. Das Mantelrohr übt hierbei eine zusätzliche Schutzfunktion für das Belüftungsrohr gegen einen leichten Bootsanprall aus. An den Heizbändern sind über Kabel Thermostate angeschlossen, die unterhalb einer Umgebungstemperatur von 4 °C die Heizung in Betrieb nehmen.

4 Am Ende der Brücke

Mit der Instandsetzung des Pfeilers des Bedienungsstegs zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn wurde nicht nur eine Brücke erhalten, es wurde auch ein Stück Technikgeschichte bewahrt und fortgeschrieben (Bild 23). Ein Stück Technikgeschichte, das verbunden ist mit Personen und menschlichen Schicksalen, deren Würdigung in unseren Erinnerungen an sie und ihr Werk für immer lebendig bleiben. Am Ende der Brücke steht also ein Gedenken. Ein Gedenken an einen besonderen Menschen und großartigen Ingenieur.

Alle, die in Schönheit gehn,
werden in Schönheit auferstehn.
RAINER MARIA RILKE

Literatur

[1] VOCKRODT, H.; SCHUCHARDT, J.; LEHMANN, H.-N.; HACKE, D.; GEBAUER, F.; LENK, K.: *Verfahren und Einrichtung für den Verschub von Bauteilen und Bauwerken bei Vermeidung horizontaler Auflagerkomponenten*. Wirtschaftspatent DDR 1976, Patentschrift 117708.

[2] VOCKRODT, H.: *Bedienungssteg zum Entnahmeturm der Talsperre Schönbrunn. Statische Berechnung. Teil 1 – Unterbauten.* VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens, Erfurt 1972.

[3] VOCKRODT, H.; FEISTEL, D.; SCHUCHARDT, J.: *Erstanwendung des Taktschiebeverfahrens in der DDR*. Bauplanung Bautechnik 30 (1976), H. 7, S. 327–330.

[4] FEISTEL, D.: *Langzeitverformungen an vorgespannten Taktschiebebrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), H. 4, S. 188–195.

[5] VOCKRODT, H.-J.; FEISTEL, D.; STUBBE, J.: *Handbuch Instandsetzung von Massivbrücken, Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsverfahren*. Basel – Boston – Berlin: Birkhäuser Verlag 2003.

[6] VOCKRODT, H.-J.: *Prüfung, Experiment und Nachrechnung – Zur Bedeutung einer ausreichenden Bauzustandsanalyse in der Instandsetzungsplanung von Massivbrücken.* In: Stritzke, J. (Hrsg.), Tagungsband zum 18. Dresdner Brückenbausymposium am 11. März 2008 in Dresden, Technische Universität Dresden, 2008, S. 195–216.

[7] VOCKRODT, H.-J.: *Beitrag zur Ableitung mechanischer Kenngrößen aus dem Entwicklungsprozess des Betons für die Planung von Massivbrücken*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 1993.

[8] VOCKRODT, H.-J.: *Programmsystem FEUTEM – Berechnung von Feuchte- und Temperaturfeldentwicklungen in Betonbauteilen infolge Austrocknung und Wärmeentwicklung aus Hydratation und Klimaeinfluss*. Bauhaus-Universität Weimar, 1993.

[9] DAfStb*: Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind*. Beton 53 (2003), H. 9, S. 438–443.

[10] LEONHARDT, F.: *Spannbeton für die Praxis. Zusammenfassung der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden auf vorgespannte statisch unbestimmte Tragwerke*. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn 1962.

[11] SCHIESSL, P.: *Rissbildung in Stahlbetonbauteilen*. Tagungsmaterial zum VFSVI-Bayern-Seminar Nr. 265: Ingenieurbau, 2002.

Autor
Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt
INVER – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH Erfurt
Fachbereichsleiter Instandsetzung Massivbrücken
Walter-Gropius-Str. 9
99085 Erfurt

PER ASPERA AD ASTRA