

Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke

M. Hergenröder und R. Rackwitz, München

Übersicht. Wenn Beton z.B. infolge eines zu hohen w/z -Werts oder zu schlechter Nachbehandlung rasch karbonatisiert, ist es für eine wirtschaftliche Instandhaltung von Betonbauteilen erforderlich, Oberflächenschutzmaßnahmen rechtzeitig anzuwenden. Eine zentrale Aufgabe ist dabei die Feststellung des aktuellen Karbonatisierungszustands. Zur Quantifizierung dieses Zustands und zur Voraussage der Schadensentwicklung bei Korrosion der Bewehrung wird ein auf statistischen Konzepten basierendes Verfahren vorgestellt. Für mit Portlandzement hergestellten Beton wird ein Karbonatisierungsmodell entwickelt. Der räumliche Verlauf der Karbonatisierungsfrent wird auf der Grundlage von Messungen an Betonprobekörpern (Alter bis zu 26 Jahren) durch ein Zufallsfeld beschrieben. Als Grenzzustand wird die Bildung von Längsrissen entlang der Bewehrung infolge der Sprengwirkung der Korrosionsprodukte angesetzt. Da im aktuellen Fall nur wenige und mit erheblichen Unsicherheiten behaftete Informationen, z.B. über die Materialparameter des Betons, zur Verfügung stehen, müssen die Ergebnisse von Messungen am Bauwerk einbezogen werden, um zuverlässige Aussagen zur Restlebensdauer zu erreichen. Solche Beobachtungen werden mit Hilfe der Bayesschen Statistik eingebracht.

A statistical approach to plan maintenance actions for concrete structures

Contents. In order to minimize the cost of maintenance during the lifetime of a concrete structure, preventive measures should be applied in due time if significant carbonation of concrete takes place caused by a high water-cement-ratio or bad curing. The carbonation rate for Portland-cement concrete is modelled by the random drying and wetting of the concrete cover. The spatial variability of carbonation depths was analyzed by measurements on up to 26 years old specimens. A model to describe the random field of carbonation depths is formulated. Generally, little is known about the actual concrete parameters. Hence, measurements at the structure have to be incorporated out to improve the quality of reliability predictions. This can be achieved by applying Bayes updating rules. A limit state function is formulated for regional spalling of the concrete cover which would cause costly repair work.

1 Einleitung

Betonbauteile, die der Witterung ausgesetzt sind, können Schäden in Form von Abplatzungen der Betondeckung oder örtlichen Verfärbungen der Betonoberfläche durch Korrosionsprodukte aufweisen. Ursache derartiger Schäden ist die Korrosion der Bewehrung als Folge der abgeminderten

Alkalität des umgebenden Betons durch dessen Karbonatisierung. Schäden werden besonders dann beobachtet, wenn die effektive Betondeckung knapp ist und/oder eine schnelle und tiefe Karbonatisierung des nicht ausreichend dichten Betongefüges erfolgte. Für neu zu errichtende Bauteile wurden in DIN 1045, Ausgabe 1988, durch die Einführung von Vorhaltemaßen bei der Betondeckung und durch betontechnologische Vorgaben erfolgversprechende Maßnahmen zur Vermeidung von Korrosionsschäden getroffen. Setzt man eine ausreichende Qualitätssicherung bei der Errichtung der Bauwerke voraus, dürften in Zukunft weit weniger Schäden auftreten.

Für bestehende Betonbauteile ist dagegen eine existierende oder potentielle Gefährdung durch die Korrosion der Bewehrung nur durch eine Untersuchung im Einzelfall festzustellen. Eine solche Untersuchung ist jedoch wegen der räumlichen Variabilität der Karbonatisierungstiefe und ihres nur grob bekannten zeitlichen Verlaufs sowie der räumlich unterschiedlichen Betondeckung mit großen Unsicherheiten verbunden, weil Inspektionen nur durch weitgehend zufällige, örtlich zerstörende Stichproben geringen Umfangs durchgeführt werden können. Für die Zunahme der Karbonatisierungstiefe mit der Zeit wird in der Regel das auf Fick zurückgehende \sqrt{t} -Gesetz verwendet. Es ist aber seit langem bekannt, daß dieser Ansatz zumindest für beregnete Bauteile zu konservative Ergebnisse liefert.

Ein wichtiger Aspekt ist daher die Verbesserung der Methodik zur Planung und Interpretation der Inspektionen von Betonbauteilen hinsichtlich des Karbonatisierungszustands der Betondeckung sowie zur Voraussage der zukünftigen Schadensentwicklung. Damit kann gegebenenfalls eine Oberflächenbehandlung, etwa in Form einer karbonatisierungshemmenden Beschichtung, geplant werden, um eine Minimierung der Gesamtkosten von Instandhaltungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen für die beabsichtigte Restnutzungsdauer eines Betonbauteils zu erreichen.

Der vorliegende Beitrag faßt wichtige Ergebnisse einer am Institut für Bauingenieurwesen III der Technischen Universität München durchgeführten Dissertation [1] zusammen.

2 Der Karbonatisierungsprozeß

Die Karbonatisierung ist die Reaktion der alkalischen Bestandteile der Hydratationsprodukte des Zements mit dem gelösten Kohlendioxid der Atmosphäre. Die den Karbonatisierungsfortschritt beeinflussenden Größen wurden in einer Vielzahl von Laboruntersuchungen identifiziert. Der derzeitige Kenntnisstand wird z.B. in [2, 3, 4] zusammengefaßt und im folgenden für Portlandzement-Beton dargestellt.

Dr.-Ing. M. Hergenröder ist tätig bei Förster, Sennwald und Partner, Sachverständigengemeinschaft und Ingenieurbüro in München. Dr.-Ing. Dr.-Ing. habil. R. Rackwitz ist apl. Prof. am Institut für Bauingenieurwesen III der Technischen Universität München.

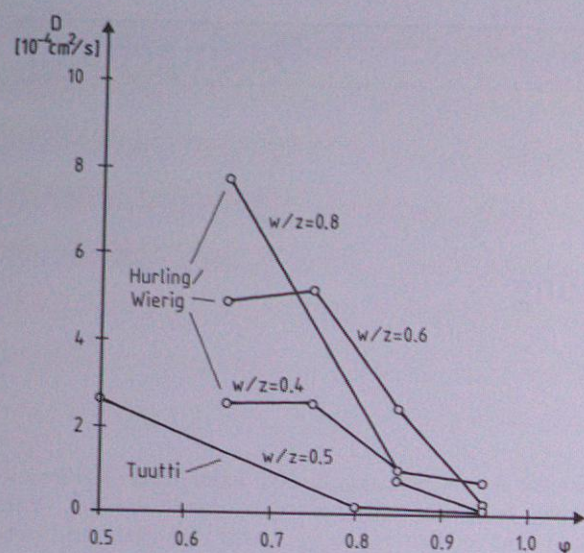


Fig. 1. Diffusionskoeffizient D für Sauerstoff in Abhängigkeit von relativer Luftfeuchte φ und w/z -Wert (Hurling, Wierig [7] und Tuutti [8]). Diffusion coefficient D for oxygen depending on relative humidity and w/c -value (Hurling und Wierig [7], Tuutti [8])

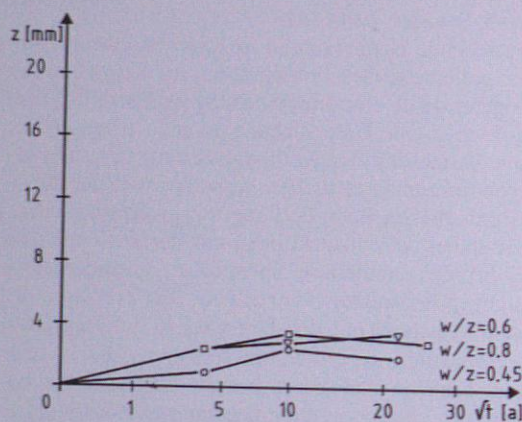


Fig. 2. Karbonisierungstiefe $z(t)$ bei beregneter Lagerung, geringer Einfluß des w/z -Werts. Carbonation depths $z(t)$ of concrete subjected to rain, small influence of w/c -value

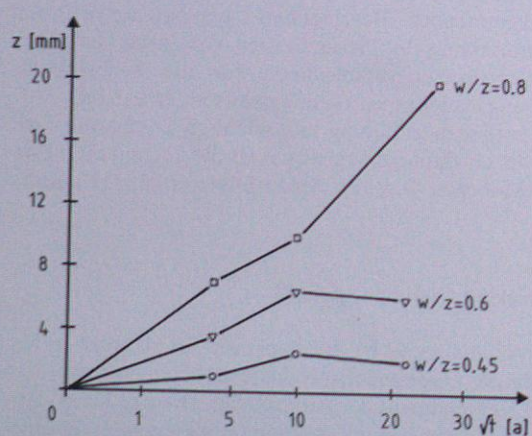


Fig. 3. Karbonisierungstiefe $z(t)$ bei vor Regen geschützter Lagerung in Abhängigkeit vom w/z -Wert. Carbonation depths $z(t)$ of concrete not subjected to rain, depending on the w/c -value

Der Wasserzementwert beeinflusst sowohl den Diffusionswiderstand als auch die Menge karbonisierbarer Substanz im Beton und damit die Karbonatisierungsrate erheblich [5, 6]. Dagegen sind die Auswirkungen der Zementfestigkeitsklasse gering. Die Stoffeuchte bestimmt den Diffusionswiderstand des Betons. Fig. 1 zeigt Meßergebnisse von Hurling und Wierig [7] und Tuutti [8], die trotz erheblicher Streuungen infolge unterschiedlicher Geometrie, Nachbehandlung und Herstellungsweise der Proben die gleiche Tendenz aufweisen. In feuchtem Beton findet zudem eine Nachdiffusion von Kalziumhydroxid aus dem nicht karbonisierten Bauteilinneren statt [8, 9, 10]. Bei einer Lagerung in sehr feuchtem Klima ist die Karbonisierungstiefe deshalb unabhängig von den Parametern Wasserzementwert und Nachbehandlung klein. Mit abnehmender Stoffeuchte wächst die Karbonatisierungsrate. Die Art und Dauer der Nachbehandlung ist für den Karbonisierungsfortschritt sehr wesentlich. Ein Verzicht auf Nachbehandlungsmaßnahmen erhöht den Diffusionskoeffizienten des Betons um Größenordnungen und die Karbonisierungstiefe im Versuch abhängig von der Art der Lagerung um bis zu 80% (Alter 16a) [8]. Eine spätere Feuchtezufuhr (rel. Luftfeuchte größer als 80% oder Kontakt mit Wasser) bewirkt eine, allerdings begrenzte, Nachhydratation. Die Karbonatisierung der Randzone vermindert den Diffusionskoeffizienten zumindest für gut nachbehandelte Betone unter Laborbedingungen [10, 11]. Für im Freien karbonisierte Proben wurde aber eine Zunahme der Permeabilität durch Ettringitbildung beobachtet [12]. Zudem ist eine Beeinflussung des Diffusionsverhaltens durch das Karbonatisierungsschwinden zu erwarten. Die Auswirkung der Karbonatisierung auf den Diffusionskoeffizienten kann demnach allenfalls im aktuellen Fall eindeutig beurteilt werden. Die in Abhängigkeit von der Lage und der Orientierung des jeweiligen Bauteils wirksamen Parameter des Mikroklimas, vor allem die Häufigkeit, die Dauer und die Intensität der Beregnung bestimmen wegen der großen Bedeutung der Stoffeuchte des Betons für dessen Diffusionswiderstand den Karbonisierungsfortschritt. Lokal hohe CO_2 -Konzentrationen beeinflussen die Karbonisierungsrate wesentlich [13].

Quantitative Angaben zur zeitlichen Zunahme der Karbonatisierung von Außenbauteilen können in aller Regel nicht aus Versuchen unter Laborbedingungen abgeleitet werden. Wesentlich aussagekräftiger sind hier Langzeitauslagerungsversuche, bei denen die Auswirkungen wechselnder und zufälliger klimatischer Einflüsse auf unter definierten Bedingungen hergestellte Betone in integraler Weise erfaßt werden. Solche Auslagerungsversuche liegen im Rahmen des seit dem Jahr 1964 am Materialprüfungsamt/Lehrstuhl für Massivbau der TU München durchgeführten Versuchsprogramms „Einfluß der Zementart auf die Korrosion von Spannstahl“ vor. Die Karbonisierungstiefen wurden an mit Portlandzement hergestellten Spannbetonbalken und unbewehrten Prismen durch zerstörende Prüfung gleichartiger Probekörper ermittelt. Die Körper waren an verschiedenen Orten (München, Rheinhausen, an der Nordsee) ausgelagert. Die Fig. 2 und 3 zeigen eine Übersicht bei beregneter (horizontaler), bzw. vor Regen geschützter Lagerung. Für vor Regen geschützte Bauteile stellt der Wasserzementwert den dominierenden Parameter dar. Für beregnete Bauteile kommt dem Wasserzementwert keine maßgebliche Bedeutung mehr zu. Hier sind statt dessen die Parameter des Mikroklimas ausschlaggebend für den Karbonisierungsfortschritt. Diese Beobachtungen bestätigen im wesentlichen die in der Literatur mitgeteilten Ergebnisse. Für Betone mit Wasserzementwerten $w/z =$

0,45 und $w/z = 0,60$ wurde nach zehnjähriger Auslagerungszeit keine signifikante Zunahme der Karbonisierungstiefen festgestellt, d. h. die Karbonisierungstiefe hat offensichtlich einen Endwert erreicht. Für $w/z = 0,8$ folgt die Karbonatisierung einem \sqrt{t} -Ansatz. Unterschiedliche mesoklimatische Bedingungen (Luftfeuchtigkeit, CO_2 - oder SO_2 -Gehalt) beeinflussen den Karbonisierungsfortschritt nicht wesentlich. Deshalb konnten die Meßergebnisse für die Darstellung in den Fig. 2 und 3 zusammengefaßt werden.

3 Modell für den Karbonisierungsfortschritt

Aus Abschnitt 2 folgt, daß dem Feuchtehaushalt der Betonrandzone bei der Modellbildung eine hervorragende Rolle zukommt. In einigen der bekannteren Modellen wird diesem Einfluß mittelbar Rechnung getragen. Schießl [9] berücksichtigt die Wirkungen der Befeuchtung durch die Einführung eines Faktors zur linearen Abminderung des Diffusionskoeffizienten mit zunehmender Tiefe. Houst et al. [14] formulieren den Einfluß der Trocknung von jungem Beton auf den Karbonisierungsfortschritt. Bakker berichtet in [2] über ein Modell, bei dem die Zunahme der Karbonisierungstiefe ausschließlich nach Trocknung der bereits karbonisierten Randzone stattfindet. Die Trocknung des Betons wird dabei vereinfachend nach dem 1. Fickschen Gesetz formuliert. Weitergehende mathematische Modelle von Brieger und Bonomi [15] sowie von Wittmann und Brieger [16] lassen derzeit noch keine quantitativen Aussagen für den Beton von Außenbauteilen zu.

In [1] und damit auch im folgenden wird die Karbonisierung von Beton als zufälliger Prozeß von alternierenden aktiven und passiven Perioden entsprechend der Häufigkeit und Dauer der Durchfeuchtung betrachtet [2]. Eine Zunahme der Karbonisierungstiefe findet ausschließlich während der aktiven Perioden statt. Die passiven Perioden setzen sich zusammen aus der Dauer der Regenperiode und der anschließenden Zeit, in der der Wassergehalt im Bereich der aktuellen Karbonisierungstiefe auf eine definierte Grenzstoffeuchte u_g ($\varphi = 0,95$), Ausgleichsfeuchte bei 95% relativer Luftfeuchte) abfällt. Aktive Perioden bis zum nächsten Niederschlag schließen nur dann an, wenn dieses Ereignis nicht bereits vor dem Ende der passiven Periode eintritt. Ist dies der Fall, wird die aus dem letzten

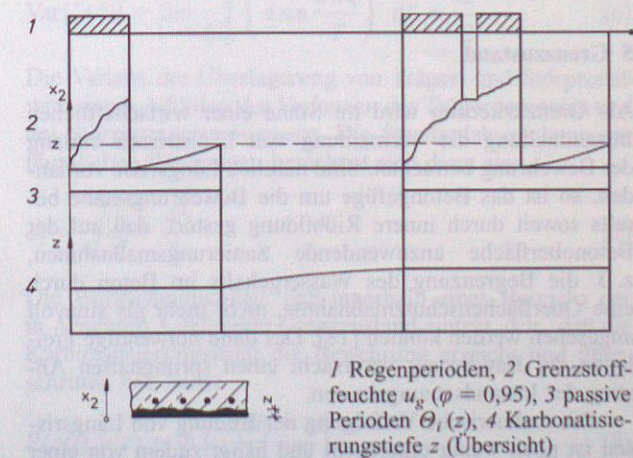


Fig. 4. Schematische Darstellung des Karbonisierungsfortschritts in aktiven Perioden nach der Trocknung der karbonisierten Randzone. Carbonation progress during active periods after drying of the carbonated surface zone

Niederschlag im Beton noch verbliebene Wassermenge nicht weiter berücksichtigt. Fig. 4 zeigt schematisch die Zusammenhänge. Mit zunehmender Karbonisierungstiefe werden wegen immer längerer Trocknungsphasen die aktiven Perioden seltener und kürzer. Dadurch nimmt die Karbonisierungsrate mit fortschreitender Zeit ab. Im Grenzfall werden aktive Perioden sehr selten und die Karbonisierungstiefe nimmt kaum noch zu.

Der Karbonisierungsfortschritt während der aktiven Perioden kann durch die aus dem 1. Fickschen Gesetz und einer Umsetzungsbedingung abgeleitete Gl. (1) beschrieben werden:

$$\frac{za}{D_{\text{eff}}} dz = \Delta c dt \quad (1)$$

Darin ist D_{eff} der effektive Diffusionskoeffizient während der aktiven Periode, Δc die Differenz der Konzentration von Kohlendioxid in der Luft und an der Karbonisierungsfront und a die Menge Kohlendioxid, die zur vollständigen Karbonisierung des Betons erforderlich ist. Die Lösung von Gl. (1) ist die bekannte und für Bedingungen ohne Befeuchtung nachgewiesene \sqrt{t} -Abhängigkeit der Karbonisierungstiefe von der Zeit. Die Wahrscheinlichkeit $p(z)$, daß der Karbonisierungsprozeß zur Zeit t aktiv ist, kann ausgedrückt werden durch

$$p(z) \approx \frac{m_a}{m_a + m_p} = \frac{E[\Sigma \tau_i]}{E[\Sigma \tau_i] + E[\Sigma \Theta_i(z)]} \quad (2)$$

mit m_a der mittleren Dauer der aktiven Perioden τ_i und m_p der mittleren Dauer der passiven Perioden $\Theta_i(z)$. Durch Integration von Gl. (2) wird die Karbonisierungstiefe ermittelt:

$$\int_0^z \frac{za dz}{D_{\text{eff}} p(z)} = \Delta c \int_0^t dt = \Delta c t \quad (3)$$

Das Integral auf der linken Seite muß numerisch berechnet werden. Statistische Tests ergaben, daß die Verteilung der Zeiten zwischen den Anfangszeitpunkten von Niederschlagsperioden gut durch eine um τ ($\tau = 3d$) verschobene Exponentialverteilung erfaßt werden kann, wenn einzelne trockene Tage innerhalb einer Niederschlagsperiode vernachlässigt werden. Dabei ist der Parameter der Exponentialverteilung λ durch die Wahrscheinlichkeit f , daß vertikale Betonoberflächen bei einem Niederschlagsereignis auch beregnet werden, verkleinert. Damit lautet die Verteilungsfunktion:

$$F_T(t) = 1 - \exp[-f\lambda(t - \tau)] \quad (4)$$

Die Dauer der Niederschlagsperiode folgt ebenfalls näherungsweise einer Exponentialverteilung. Die Ableitungen im einzelnen können [1] entnommen werden. Für die Wasseraufnahme wird angenommen, daß der Beton nach einer Benetzungsphase mindestens bis zur aktuellen Karbonisierungstiefe gesättigt ist. Für die Trocknung des Betons wird ein Näherungsansatz nach Parrott [17] verwendet, der mit Hilfe weiterer Laboruntersuchungen modifiziert wurde.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen des Auslagerungsprogramms zeigt jedoch, daß die beobachteten starken Verzögerungen des Karbonisierungsfortschritts durch die Diffusionsbehinderung infolge Durchfeuchtung allein nicht erklärt werden können. Wird dagegen die Nachdiffusion von Kalziumhydroxid aus dem nicht karbonisierten Bauteilinneren berücksichtigt, ergeben sich wirklichkeitsnahe Resultate. Die Zeitspanne bis zur Karbonisierung der nachdiffundierten Substanz verlängert die passiven Peri-

oden demnach erheblich. Vergleichsrechnungen für die Betone des Auslagerungsprogramms ergaben, daß dieser Einfluß durch eine Vergrößerung der passiven Perioden mit dem Faktor $r = 3,0$ gut erfaßt werden kann.

Die Ergebnisse einer Berechnung mit den Daten des Betons $w/z = 0,8$ aus dem Auslagerungsprogramm sind in Fig. 5 dargestellt. Mit zunehmender Wahrscheinlichkeit, d.h. mit zunehmender Häufigkeit der Durchfeuchtung ergibt sich eine stärkere Verzögerung des Karbonatisierungsfortschritts. Angegeben ist jeweils auch die rechnerische Grenztiefe der Karbonatisierung. Für vor Regen geschützt gelagerte Betone mit geringerem w/z -Wert bewirkt offensichtlich bereits die Feuchteaufnahme während Perioden mit hoher Luftfeuchte die Verzögerung des Karbonatisierungsfortschritts (Fig. 3).

4 Statistische Untersuchungen der Karbonatisierungsfrent

Die Karbonatisierungsfrent wird aufgrund einer Analyse von kontinuierlich an Betonprobekörpern gewonnenen Meßdaten beschrieben, die an im Mittel etwa 20 mm tief karbonatisierten unbewehrten Prismen ($w/z = 0,8$, Lagerung nicht beregnet) des im Abschnitt 2 beschriebenen Auslagerungsprogramms gewonnen wurden. Die wesentlichen Merkmale der Karbonatisierungsfrent sind abhängig von deren Mittelwert. Bei kleinen mittleren Karbonatisierungstiefen sind die räumlichen Schwankungen der Karbonatisierungsfrent bis auf weit vorgeschobene lokale Maxima klein. Bei wachsender mittlerer Karbonatisierungstiefe vergrößern sich die Schwankungen der Karbonatisierungsfrent

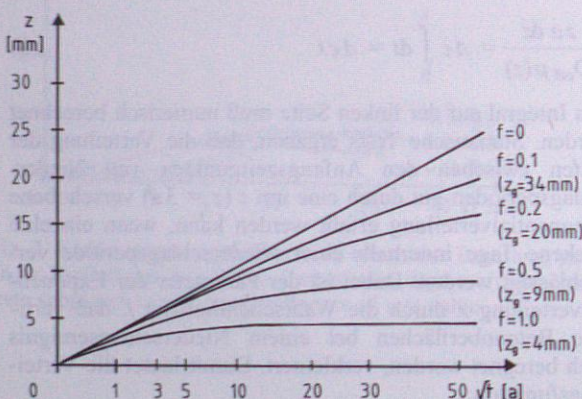


Fig. 5. Berechnete Karbonatisierungstiefen $z(t)$ für einen Beton mit $w/z = 0,8$ in Abhängigkeit von der Häufigkeit der Beregnung (z_g rechnerische Grenztiefe). Calculated carbonation depths $z(t)$ for a concrete with $w/c = 0,8$ depending on the frequency of wetting (z_g limiting value)

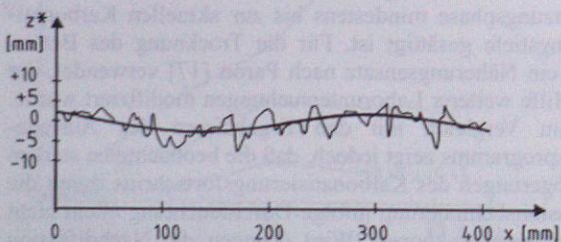


Fig. 6. Gemessener mittelwertbereinigter Karbonatisierungsverlauf mit Trägerprozeß (Mittelwert $z = 19,9$ mm). Measured carbonation depths with trend function, mean value $z = 19,9$ mm removed

front, und ausgesprochene Karbonatisierungsspitzen treten nur sehr selten auf. Für Stahlbetonbauwerke sind lokale Maxima der Karbonatisierungsfrent von untergeordneter Bedeutung, da sie nicht zur Längsrißbildung führen.

Zur Erzeugung einer zur Oberfläche normalen Ebene wurden die Versuchskörper in einer Druckpresse gespalten. Die frischen Bruchflächen wurden mit Phenolphthaleinlösung besprüht. Die Meßdaten wurden digitalisiert. Grundsätzlich stellt sich die Karbonatisierungstiefe als relativ breitbänderiger Prozeß mit überlagerten höherfrequenten Anteilen dar. Die lokalen Fluktuationen der Karbonatisierungsfrent werden wesentlich beeinflusst durch die Lage der Grobzuschläge. Fig. 6 zeigt eine mittelwertbereinigte Meßserie. Eine eingehende statistische Analyse der Karbonatisierungsverläufe ergab die folgenden Ergebnisse:

- Die räumliche Autokorrelation ist bereits nach ca. 20 mm vernachlässigbar klein. Damit können Messungen bereits in diesem Abstand durchgeführt werden.
- Die Mittelwerte der Karbonatisierungstiefe streuen regional und können als normalverteilt betrachtet werden.
- Die Fluktuationen der Karbonatisierungsfrent enthalten instationäre Anteile, die gut durch einen trigonometrischen Ansatz beschrieben werden können.
- Die Residuen, die nach Abzug der Mittelwerte und der instationären Anteile verbleiben, folgen allgemein einer Lognormalverteilung und können bei größeren mittleren Karbonatisierungstiefen auch durch eine Normalverteilung beschrieben werden.

Diese Feststellungen wurden auch durch Untersuchungen an Probekörpern aus anderen Versuchsserien bestätigt. Damit kann das Zufallfeld der Karbonatisierungstiefe $Z_i(t, \xi)$ durch eine Überlagerung von zwei Prozessen, einem sinusförmigen Trägerprozeß $\zeta(\xi)$ und einem Störprozeß $\varepsilon(\xi)$, beschrieben werden durch

$$Z_i(t, \xi) = m_z(t) + \zeta(\xi) + \varepsilon(\xi) \quad (5)$$

$$\text{mit } \zeta(\xi) = A \sin 2\pi \frac{\xi}{T},$$

mit $m_z(t)$ dem regionalen Mittelwert der Karbonatisierungstiefe, A der Amplitude und T der Wellenlänge des Trägerprozesses. Die Auswertung der Meßdaten ergab, daß Normalverteilungen mit Mittelwert und Standardabweichung für die Parameter A (2,6 mm, 1,0 mm), T (364 mm, 132 mm) und σ_ε (2,8 mm, 0,8 mm) angenommen werden können.

5 Grenzzustand

Als Grenzkriterium wird im Sinne einer wirtschaftlichen Instandhaltung die Vermeidung von Längsrissen entlang der Bewehrung betrachtet. Sind nämlich Längsrisse vorhanden, so ist das Betongefüge um die Bewehrungsstäbe bereits soweit durch innere Rißbildung gestört, daß auf der Betonoberfläche anzuwendende Sanierungsmaßnahmen, z.B. die Begrenzung des Wassergehalts im Beton durch eine Oberflächenschutzmaßnahme, nicht mehr als sinnvoll angesehen werden können [18]. Das dann notwendige Freilegen der Bewehrung verursacht einen sprunghaften Anstieg der Instandsetzungskosten.

Die rechnerische Verfolgung der Bildung von Längsrissen ist noch wenig untersucht und hängt zudem von einer Vielzahl von stark streuenden und auch im Einzelfall kaum zu quantifizierenden Parametern ab. Für die Formulierung des Grenzzustands wird deshalb die folgende Vorgehensweise gewählt. Es wird angenommen, daß Längsrisse auf-

treten werden, wenn ein bestimmter Anteil der Bewehrung von der Karbonatisierungsfrent erreicht worden ist. Dieser Anteil wird zu 30% gewählt. Beim Ansetzen dieses Werts ist zu berücksichtigen, daß auch nach der rechtzeitigen Anwendung einer Oberflächenschutzmaßnahme ein Fortschreiten der Korrosion im stellenweise karbonatisierten Beton nur verzögert, aber nicht vollständig unterbunden werden kann. Es sind demnach für die restliche Lebensdauer eines Betonbauteils „Reserven“ vorzusehen.

6 Probabilistisches Modell

Die großen Streuungen und Unsicherheiten im gegebenen Fall erfordern zwangsläufig einen probabilistischen Ansatz für die Abschätzung der Dauer bis zum Eintritt größerer Schädigungen. Als Versagenswahrscheinlichkeit wird die Wahrscheinlichkeit definiert, daß der Grenzzustand (Abschnitt 5) innerhalb einer vorgegebenen Zeitspanne, z.B. der vorgesehenen Nutzungsdauer des Bauteils, eintritt. Dabei ist im Hinblick auf die großen a-priori-Unsicherheiten über Parameter und Modell wichtig, daß aktuelle Meßergebnisse der Karbonatisierungstiefe und der Betondeckung berücksichtigt werden können.

Der Karbonatisierungsfortschritt ist, wie erwähnt, ein zeitlich nur wenig um den jeweiligen, bedingten Erwartungswert, aber räumlich erheblich streuender Prozeß. Bezüglich des besagten Erwartungswerts bestehen Unsicherheiten in erster Linie über den globalen zeitlichen Verlauf (Betonparameter, Beregnungshäufigkeit). Dagegen kann angenommen werden, daß die räumliche Streuung der Karbonatisierungstiefe, ausgedrückt durch die Amplituden der Trägerprozesse und die Standardabweichungen der Störprozesse, nicht wesentlich vom Mittelwert der Karbonatisierungstiefe und damit von der Zeit beeinflusst wird.

Es wird ein Bereich der Länge L in der Größenordnung der Wellenlänge des Trägerprozesses betrachtet, so daß näherungsweise von Unabhängigkeit der Karbonatisierungstiefe in benachbarten Bereichen ausgegangen werden kann. In diesen Bereichen sind Träger- und Störprozeß zu überlagern. Innerhalb eines Bereichs wird angenommen, daß die Betondeckung konstant ist und die Parameter des Träger- und des Störprozesses ebenfalls konstant und nicht zeitabhängig sind. Für die Karbonatisierungstiefe ergibt sich deshalb unter der Annahme der Ergodizität für den Trägerprozeß $\zeta(\xi)$:

$$\text{Var}[\zeta(\xi)] = \lim_{L \rightarrow \infty} \frac{1}{L} \int_0^L \left(A \sin \frac{2\pi\xi}{T} \right)^2 d\xi \approx \frac{A^2}{2} \quad (6)$$

Die Varianz der Überlagerung von Träger- und Störprozeß wird durch Addition der Varianzen des Trägerprozesses und des Störprozesses gewonnen. Die Standardabweichung der räumlichen Streuungen berechnet sich dann als:

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_\varepsilon^2 + \frac{A^2}{2}} \quad (7)$$

Die Wahrscheinlichkeit, daß innerhalb eines Bereichs der in Abschnitt 5 definierte Grenzzustand eintritt, d.h., daß die Karbonatisierungsfrent die Bewehrung erreicht und überschritten hat, lautet

$$P(z(t) > c) = \Phi \left(\frac{m_z(t) - c}{\sigma_z} \right), \quad (8)$$

mit Φ der Standardnormalverteilung und c der Betondeckung. Entsprechend kann angenommen werden, daß der Karbonatisierungszustand entlang eines Bewehrungsstahls

in einem Betonbauteil durch eine charakterisierende Zufallsfolge beschrieben werden kann. Der regionale Mittelwert ist nach Abschnitt 3 zu berechnen. Seine Variabilität wird durch die Einführung der normalverteilten Variablen X_2 berücksichtigt. Die normalverteilte Variable X_1 soll die Modellunsicherheit bei der Beschreibung des Grenzzustands erfassen. Für die Betondeckung von Stahlbetonhochbauten in Ortbeton kann eine Lognormalverteilung angenommen werden [18]. Der Versagenszustand lautet demnach:

$$G(t) = \left\{ X_1 \alpha - \Phi \left(\frac{X_2 m_z(t) - c}{\sigma_z} \right) \leq 0 \right\} \quad (9)$$

Also ist die Versagenswahrscheinlichkeit

$$P_f(t) = P(X \in G(t)), \quad (10)$$

mit dem Vektor X der unsicheren Variablen.

7 Zuverlässigkeitsberechnungen

Die Zuverlässigkeitsberechnungen wurden mit Programmen, die auf FORM/SORM-Verfahren (First Order - Second Order Reliability Method) beruhen, durchgeführt (siehe z.B. [20]). Für die Berechnungen wurde von Daten des Betons mit $w/z = 0,8$ aus dem Auslagerungsprogramm ausgegangen. Die Eingangsdaten sind in Tabelle 1 zusammengefaßt. Mit Ausnahme der Betondeckung (Lognormalverteilung) gilt für alle Parameter eine Normalverteilung. Mittelwert m und Standardabweichung σ sind in Tabelle 1 angegeben.

Im Rahmen der FORM/SORM-Methoden können Sensitivitätsfaktoren α ermittelt werden, die eine Bewertung der relativen Bedeutung der Variablen der Grenzzustandsfunktion erlauben. Die Sensitivitätsanalyse bestätigt die bekannte große Bedeutung der Parameter Betondeckung ($\alpha = 0,83$) und Diffusionskoeffizient des Betons gegenüber CO_2 ($\alpha = 0,32$). In bezug auf die weiteren, den Karbonatisierungsfortschritt beeinflussenden Größen erweisen sich die Häufigkeit der Durchfeuchtung ($\alpha = 0,21$) und der CO_2 -Bedarf zur vollständigen Karbonatisierung ($\alpha = 0,19$) als nahezu gleichrangig. Bei den statistischen Parametern zeigt sich, daß die Variabilität der regionalen Mittelwerte der Karbonatisierungstiefe ($\alpha = 0,24$) für die Wahrscheinlichkeitsaussage deutlich wichtiger ist als die lokalen Ausprägungen der Karbonatisierungsfrent, charakterisiert durch die Standardabweichung des Störprozesses ($\alpha = 0,05$) und die Amplitude des Trägerprozesses ($\alpha = 0,03$). Daraus folgt, daß einzelne Stichproben in größeren Abständen aussagekräftiger sind als eingehende Beobachtungen der lokalen Streuungen. Hervorzuheben ist, daß die Modellunsi-

Tabelle 1. Eingangsdaten für die Berechnung (m Mittelwert, σ Standardabweichung)

Parameter	$m; \sigma$
X_1 Modellunsicherheit	1; 0,1
X_2 Variabilität des regionalen Mittelwerts	1; 0,14
f Häufigkeit der Durchfeuchtung	0,2; 0,1
D Diffusionskoeffizient [10^{-4} cm ² /s]	1,9; 1,0
a CO_2 -Bedarf zur vollständigen Karbonatisierung [10^{-2} g/cm ³]	8,8; 2
c Betondeckung [mm]	25; 10
σ_ε Standardabweichung des Störprozesses [mm]	2,8; 0,75
A Amplitude des Trägerprozesses [mm]	2,6; 1

cherheit ($\alpha = 0,05$), d.h. die Annahmen zur Definition des Grenzzustands, in bezug auf die Zuverlässigkeitsaussage keine entscheidende Bedeutung besitzt.

Mit fortschreitender Karbonatisierungstiefe wird das Eintreten des Grenzzustands wahrscheinlicher. Die zeitabhängige Zuverlässigkeit $R(t)$ wird ausgedrückt durch den zeitlichen Verlauf des β -Werts, der in Fig. 7 dargestellt ist. Aus Fig. 7 ist zu entnehmen, daß für die gewählten Parameter ($m_c = 25$ mm) Versagen während einer ersten Phase von ca. 10 Jahren sehr unwahrscheinlich ist. Mit zunehmendem Alter des Bauteils nimmt β stetig ab, d.h. die Wahrscheinlichkeit des Versagens wächst. Bei der vorliegenden Problemstellung kann eine relativ hohe Versagenswahrscheinlichkeit, z.B. von $P_f = 0,1$, d.h. $\beta = 1,28$ akzeptiert werden, da im Versagensfall lediglich wirtschaftliche Konsequenzen drohen. Dieses Niveau wird im vorliegenden Beispiel nach ca. 19 Jahren erreicht. Die herausragende Bedeutung des Parameters Betondeckung dokumentieren die ebenfalls in Fig. 7 dargestellten Kurven. Nimmt man an, daß durch zerstörungsfreie Messungen am Bauwerk ein um 3 mm kleinerer oder größerer Mittelwert festgestellt wurde, bewirkt dies die Verkürzung bzw. Verlängerung der Restlebensdauer um 8 bzw. 12 Jahre.

A-priori-Informationen über die zufälligen Material- und Klimaparameter enthalten große Unsicherheiten, die allein durch die Einbeziehung von Beobachtungen am Bauwerk wirksam reduziert werden können. Hierzu bietet die

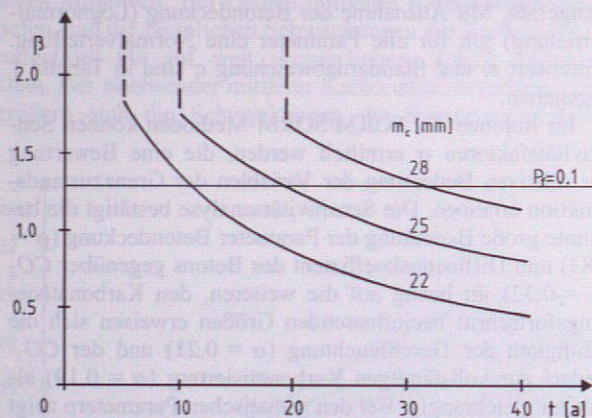


Fig. 7. Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnungen für einem Beton mit $w/z = 0,8$, Sicherheitsindex $\beta(t)$ in Abhängigkeit von einem am Bauwerk festgestellten Mittelwert der Betondeckung m_c . Results of reliability calculations, safety index $\beta(t)$ depending on the observed mean value of concrete cover m_c .

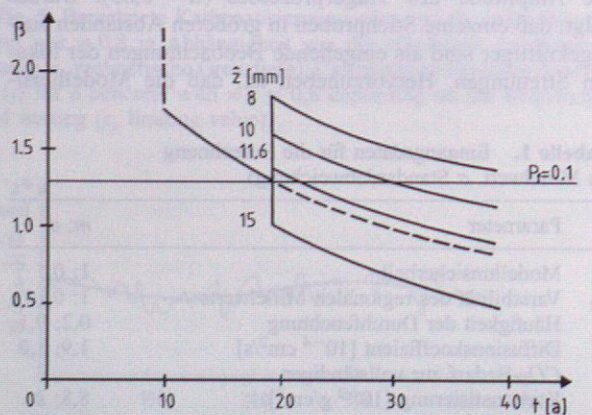


Fig. 8. Einfluß einer Beobachtung der Karbonisierungstiefe nach 19 Jahren auf die Zuverlässigkeitsfunktion. Impact of a reliability updating by an observation of the carbonation depth after 19 years

Bayessche Statistik eine geeignete methodische Grundlage, da sie a-priori-Informationen und aktuelle Informationen zu verbinden erlaubt. Im vorliegenden Fall lautet der Bayessche Satz:

$$P(F(t, \tau) | E_1(\tau) \cap E_2(\tau) \dots) = \frac{P(F(t, \tau) \cap E_1(\tau) \cap E_2(\tau) \dots)}{P(E_1(\tau) \cap E_2(\tau) \dots)} \quad (11)$$

Darin ist $F(t, \tau)$ das für den Zeitraum $t-\tau$ geltende Versagensereignis und die $E_i(\tau)$ Beobachtungen zum Zeitpunkt τ entweder über die Variablen selbst oder über den Zustand des Bauteils, z.B. der Karbonisierungstiefe. Im letztgenannten Fall gilt

$$E = \{z = h(\dots)\}, \quad (12)$$

worin z die Beobachtung und $h(\dots)$ eine, wie ausgeführt, komplizierte Funktion vieler im einzelnen nicht meßbarer Zufallsvariablen sind. Dabei können auch Beobachtungen zu früheren Zeitpunkten einbezogen werden. Die konkrete Berechnung dieser bedingten Wahrscheinlichkeit ist eine nichttriviale Aufgabe. Sie kann aber ebenfalls mit den genannten FORM/SORM-Methoden bewältigt werden [21]. Ihre Ergebnisse sollen an einem Beispiel demonstriert werden. Es wird angenommen, daß Beobachtungen nach 19 Jahren durchgeführt werden, d.h. zu einem Zeitpunkt, in dem das oben festgelegte Zuverlässigkeitsniveau gerade unterschritten wird. In Fig. 8 ist die Auswirkung der beobachteten Karbonisierungstiefe und die zeitabhängige Zuverlässigkeit für einige Werte z der Karbonisierungstiefe angegeben. Die Standardabweichung entspricht in allen Fällen den a-priori-Annahmen. Für die gemachten Annahmen ist $z = 11,6$ mm zu erwarten. Würde dieser Wert tatsächlich beobachtet, ändert sich die Zuverlässigkeitsfunktion sprunghaft, was auf eine Reduktion der Unsicherheiten über die Variablen durch die aktuelle Beobachtung zurückzuführen ist. Demgegenüber verändern vom zu erwartenden Wert abweichende Feststellungen auch den Verlauf der Zuverlässigkeitsfunktion und damit die Zeit bis zum Eintreten des Grenzzustands erheblich. Durch zusätzliche Beobachtungen der Karbonisierungstiefe würde sich eine weitere Verbesserung der Wahrscheinlichkeitsaussage ergeben.

8 Diskussion und Zusammenfassung

Zur Beschreibung des Karbonisierungsfortschritts von mit Portlandzement hergestellten Beton wurde ein statistisches Karbonisierungsmodell entwickelt, das den Einfluß der während der Beregnung und der anschließenden Trocknungsphase stark behinderten Diffusion von CO_2 durch die karbonisierte Randzone beschreibt. Ein Vergleich mit den Ergebnissen eines Auslagerungsprogramms zeigt, daß die Nachdiffusion von Kalziumhydroxid aus dem nicht karbonisierten Bauteilinneren berücksichtigt werden muß. Die räumliche Ausprägung der Karbonisierungsfront wurde durch ein Zufallsfeld erfaßt, dessen Parameter aus Versuchen bestimmt wurden. Das Zufallsfeld besteht aus einer Überlagerung eines regionalen Mittelwerts mit einem sinusförmigen Trägerprozeß und einem zufälligen Störprozeß. Die Parameter der Prozesse werden als stochastische Größen behandelt. Als Kriterium für die Definition eines Grenzzustands wird das Auftreten von Längsrissen entlang der Bewehrung infolge der Sprengwirkung der Korrosionsprodukte gewählt. Der Grenzzustand selbst wird durch einen Grenzwert für den Anteil karbonisierter Stabsabschnitte definiert. Damit können Versagenswahrscheinlichkeiten berechnet werden. Beobachtungen am Bauwerk wer-

den mit Hilfe der Bayesschen Statistik eingebracht, womit der aktuelle Karbonisierungszustand beurteilt und Aussagen zur weiteren Zunahme der Karbonisierungstiefe getroffen werden können. Als Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens ist zu beachten, daß in dem untersuchten Bereich zumindest nominell gleiche Klima- und Materialkennwerte vorliegen müssen. Für die Festlegung derartiger Bereiche am Bauwerk können Feststellungen per Augenschein und Informationen über den Bauablauf (z.B. Betonierabschnitte) herangezogen werden. Da Modellunsicherheiten bestehen und wegen der Möglichkeit, daß sich die klimatischen Bedingungen ändern, sollten Prognosen zum zukünftigen Karbonisierungszustand vorerst auf begrenzte Zeiträume – z.B. 10 Jahre – beschränkt werden. Zu diesem Zeitpunkt sollten erneut Stichprobenuntersuchungen unter Einbeziehung des dann bereits vorhandenen Datenmaterials durchgeführt werden. Viele der getroffenen Annahmen und Vereinfachungen, insbesondere hinsichtlich des Wasserhaushalts der Betondeckung, konnten durch Laboruntersuchungen gestützt werden. Trotzdem liegen noch erhebliche Modellunsicherheiten vor, die durch weitere theoretische und experimentelle Untersuchungen aufgeklärt werden müssen. Durch derartige Untersuchungen können die aktuell bestehenden Unsicherheiten bzw. die Unkenntnis bezüglich der Materialparameter eines betrachteten Bauwerksbetons jedoch kaum reduziert werden. Hier helfen nur aktuelle Beobachtungen der Karbonisierungstiefe und anderer meßbarer Betonparameter.

Die Messung der Betondeckung als dem wichtigsten Parameter kann zerstörungsfrei mit Bewehrungssuchgeräten durchgeführt werden. Dabei ist es möglich und auch erforderlich, Bereiche mit sehr geringer Betondeckung einzugrenzen. Diese Bereiche sind gegebenenfalls gesondert zu bewerten.

Bei Voraussagen der Restlebensdauer sollte von ungünstigen Parametern ausgegangen werden. Empfohlen wird die an einem gut nachbehandelten Beton mit einem Wasserzementwert $w/z = 0,8$ ermittelten Daten als a-priori-Informationen zu verwenden. Wesentlich günstigere Verhältnisse hinsichtlich Wasserzementwert und Nachbehandlung bedeuten, daß der Karbonisierungsfortschritt bei Portlandzement-Beton nach den Feststellungen in Abschnitt 2 so gering bleibt, daß auftretende Korrosionsschäden fast ausschließlich auf eine zu geringe Betondeckung zurückzuführen sind. Damit verlagert sich der Schwerpunkt bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit von der Quantifizierung des Karbonisierungszustands auf die flächige Bestimmung der Betondeckung am Bauwerk.

Literatur

- Hergenröder, M.: Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung. Dissertation TU München 1992

Kurze Technische Berichte

Spannband-Fußgängerbrücke über den Sacramento

Die Brücke liegt bei der Stadt Redding in einem Park, der durch den Sacramento geteilt wird. Sie wurde nach in der Tschechoslowakei gewonnenen Erfahrungen, über die Straský in [1] berichtet, erstellt.

- Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report of the Technical Committee 60-CSC (Hrsg. P. Schießl). London: Chapman and Hall 1988
- Richardson, M.G.: Carbonation of Reinforced Concrete. Dublin: CITIS LTD 1988
- Parott, L.J.: A Review of Carbonation in Reinforced Concrete. C & CA and BRE Report, British Cement Association Publications C/1, Wexham Springs U.K., 1987
- Hurling, H., Wierig, H.J.: Untersuchungen zur Sauerstoffdiffusion durch die Betondeckung der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. Ber. Inst. f. Baustoffkunde und Materialprüfung, Univ. Hannover 1983
- Meyer, A., Wierig, H.J., Husmann, K.: Karbonatisierung von Schwerbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 182, Berlin: Ernst & Sohn 1967
- Hurling, H., Wierig, H.J.: Untersuchungen zur Sauerstoffdiffusion durch die Betondeckung der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. Ber. Inst. f. Baustoffkunde und Materialprüfung, Univ. Hannover 1985
- Tuutti, K.: Corrosion of Steel in Concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute 1982
- Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Rißbreite. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 255, Berlin: Ernst & Sohn 1976
- Bier, T.A.: Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. Heft 4 der Schriftenreihe Inst. f. Massivbau und Baustofftechnologie, Univ. Karlsruhe 1988
- Kropp, J.: Karbonatisierung und Transportvorgänge in Zementstein. Diss. Univ. Karlsruhe 1983
- Schießl, P.: Some Aspects of Corrosion Protection of Reinforcement Embedded in Outdoor Structural Members. Proc. of the RILEM-Seminar on the Durability of Concrete Struct. Under Normal Outdoor Exposure, Hannover 1984, 197–201
- Christelmeier, P., Müller, H.H.: Untersuchungen beim Abbruch der Donnersberger Brücke in München. Ber. Lehrstuhl Massivbau, TU München 1984
- Houst, Y.F., Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H.: A Model to Predict Service Life of Concrete Structures. In: Materials Science and Restoration (Hrsg. F.H. Wittmann), Ed. Lack und Chemie, Filderstadt 1983, 181–186
- Brieger, L.M., Bonomi, E.: A Stochastic Cellular Automaton Model of Non-linear Diffusion and Diffusion with Reaction. In J. Comput. Physics (1991) (in Vorber.)
- Wittmann, F.H., Brieger, L.M.: Numerical Simulation of Carbonation of Concrete. 2. Internat. Kolloquium Werkstoffwiss. u. Bausanierung, Techn. Akademie Esslingen 1986, 635–640
- Parott, L.J.: Moisture Profiles in Drying Concrete. Advances in Cement Res. 3 (1988) 164–170
- Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. DafStb 1990
- Maaß, G., Rackwitz, R.: Maßabweichungen bei Hochbauten. Beton- und Stahlbetonbau (1980) 9–13
- Hohenbichler, M., Gollwitzer, S., Kruse, W., Rackwitz, R.: New Light on First- and Second-Order Reliability Methods. Struct. Safety 4 (1987) 267–284
- Gollwitzer, S., Rackwitz, R.: Comparison of Numerical Schemes for the Multinomial Integral, IFIP-TC7 Conf., Aalborg, Mai 1987, In: Thoft-Christensen, P. (Ed.), Lecture Notes in Engineering. Berlin: Springer 1987

Die Brückenkonstruktion wurde einfeldrig aus weitgespannten Kabeln, die in den Widerlagern verankert sind, mit an die Kabel angehängten, 3,05 m langen Betonfertigteilstegsegmenten gebildet. Die lichte Spannweite beträgt 127,40 m, die Breite des

Deckquerschnittes beträgt 3,96 m und die Querschnittshöhe ist über die gesamte Spannweite mit 38,1 cm konstant. Die Widerlager wurden wegen der großen Horizontalkräfte durch je 12 Felsanker, die aus 27 Litzen 0,5" bestehen, verankert.

Der Betonquerschnitt ist ein Doppel-T-Querschnitt (Fig. 1), in dem sich in jedem Steg eine Aussparung zur Aufnahme der Trag- und Spannkabel befindet. Für die Querschnittsbildung wurden die Spannungen an den Auflagern infolge der aus der Vorspannung herrührenden positiven Biegemomente, der Temperaturdifferenz und dem Betonschwinden maßgebend. Deshalb wurden in Auflagernähe die Segmente angevoutet, um die Spannungen zu reduzieren. An jeder Fuge zwischen den Segmenten wurde zur Versteifung des Querschnittes ein bewehrter Querträger (Fig. 2) angeordnet.

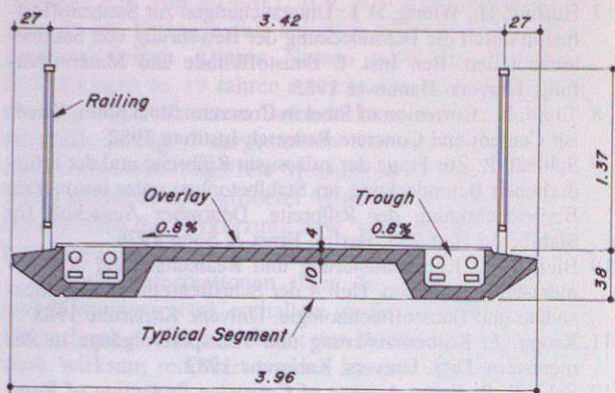


Fig. 1. Querschnitt eines Segmentes. Cross section of a segment

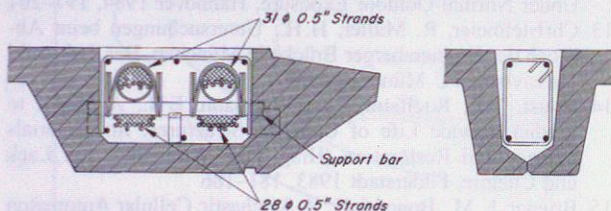


Fig. 2. Details - Aussparung für Spannkabel und bewehrter Querträger. Details - recess for tension cable and reinforced crossbeam

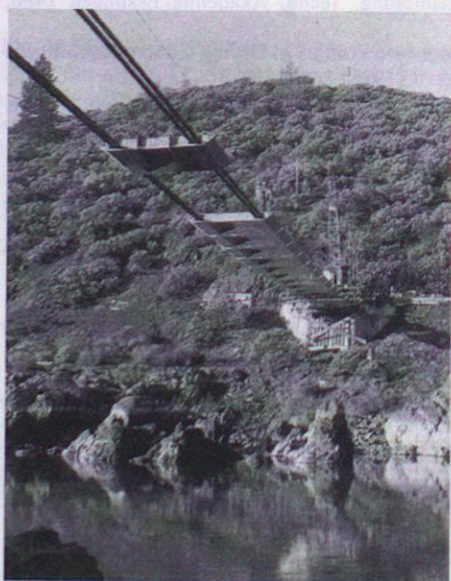


Fig. 3. Einziehen der Segmente. Installation of the segments

Die Verbindung zwischen Betonsegment und Tragkabel wurde durch hochfeste Querstäbe hergestellt, welche in vorbereiteten Nuten innerhalb der Aussparung eingelegt wurden. Die Vorspannkabel liegen in Hüllrohren auf den Querstäben auf. Die Hüllrohre wurden mit spiralförmigen Drähten, die u. a. örtliche vertikale Kräfte während des Anspannens aufnehmen sollen, an diesen Unterstützungsstäben befestigt.

Unter Gebrauchslast wurde der Durchhang in Feldmitte zwischen 3,35 m (zum Zeitpunkt t_0 unter voller Verkehrslast und maximaler Temperatur) und 2,71 m (zum Zeitpunkt t bei minimaler Temperatur und ohne Verkehrslast) berechnet. Die Brücke ist für eine Verkehrslast von 4,20 kN/m² bzw. für den Lastfall Notfahrzeuge mit 120 kN entworfen worden. Für den Lastfall Temperatur wurde eine Temperaturdifferenz von $\pm 22^\circ\text{C}$ bei einer mittleren Temperatur von 21°C zugrunde gelegt. Für Extremtemperaturen wurde die Verkehrslast um 25% reduziert. Kriechen und Schwinden wurde gemäß CEB-FIP Model Code berücksichtigt. Besondere Schwingungsuntersuchungen im Frequenzbereich für Fußgänger wurden durchgeführt. Die Widerstandsfähigkeit gegenüber mutwilliger Zerstörung wurde ebenfalls untersucht.

Wegen des relativ tiefen Tales mußte eine Düsenwirkung des Windes erwartet werden. Windelastische Studien waren wegen der extrem schlanken Konstruktion unbedingt notwendig, um das Brückenverhalten unter dynamischen Windlasten zu ermitteln. Die dynamische Berechnung für Wind und Verkehr unter Berücksichtigung der Eigenfrequenz der Brücke ergab eine ausreichende Sicherheit.

Die statische Berechnung erfolgte für den Bau- und Endzustand. Der Überbau wurde für volle Vorspannung berechnet. Biegemomente aus Temperatur, Kriechen und Schwinden sollten durch 5- bis 6monatige Lagerungszeit der Segmente im Fertigteilwerk und durch Vergießen der Aussparungen bei kalter Witterung ($4^\circ\text{--}10^\circ\text{C}$) minimal gehalten werden.

Vom Bauablauf her wurden zunächst die Baugruben der Widerlager bis zum gesunden Fels ausgehoben. Für die Orientierung des Felsbohrgerätes waren im betonierten Widerlager 22 cm dicke PVC-Rohre eingelegt, die in Richtung des Zugs der einzubringenden Felsanker ausgerichtet wurden. Die Bohrlöcher hatten einen Durchmesser von 20 cm und reichten mindestens 17 m tief in den gesunden Fels. Sämtliche Bohrlöcher wurden mit Wasserdruck geprüft. Anschließend wurden die Felsanker in die Löcher eingebracht, angespannt, verpreßt und auf ihre vorhandene Ausziehungskraft hin überprüft.

Nach Überspannen des Flusses mit den Tragkabeln wurden die Betonsegmente mit Hilfe eines Autokranes an die Kabel angehängt, und nach Einsetzen der Querstäbe erfolgte die Übertragung des Gewichtes der Platte auf die Kabel. Die Segmente wurden anschließend mit Schleppseilen über die glatten Tragkabel an ihre Position gezogen (Fig. 3). Die endgültige Ausrichtung aller Segmente erfolgte im Anschluß an die Montage der letzten zwei Segmente, nachdem die Tragkabel abschließend justiert wurden. Die Spanndrähte wurden unmittelbar vor dem Betonieren der Aussparungen eingelegt. Das Betonieren der Aussparungen erfolgte in einem Guß mit einem Beton von gleicher Qualität wie der der Segmente unter Zugabe von Betonverflüssiger und Erstarrungsverzögerer. Schließlich wurde von beiden Seiten mit einer Gesamtkraft von 17,1 MN vorgespannt. Die Hüllrohre wurden anschließend verpreßt und die letzten Arbeiten an der Brücke ausgeführt.

Abschließend durchgeführte Belastungsversuche ergaben eine gute Übereinstimmung mit den Annahmen und der Berechnung.

[Nach: Redfield, C.; Strasky, J.: Sacramento River Pedestrian Bridge, USA. Structural Engineering International, April (1991) 19-21.]

Literatur

1. Strasky, J.: Spannband-Fußgängerbrücken aus Fertigteilen in der Tschechoslowakei. Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987) 246-252
O. Bock, München