Forschung, Entwicklung und Normen

Recherche, développement et normes

Research, development and codes

## Hans Seelhofer, Peter Marti

#### Einleitung

Die Bemessung von Stahlbetonplatten unter allgemeiner Beanspruchung durch Biege- und Drillmomente sowie Membran- und Querkräfte erfolgt zweckmässigerweise anhand eines Sandwichmodells. Für orthogonale Bewehrung steht ein entsprechendes Verfahren zur Verfügung [1,2], das hier für schiefe Bewehrungen verallgemeinert wird. Unter Verwendung schiefer Spannungskomponenten in den Bewehrungsrichtungen wird zunächst der Fall reiner Membrankräfte behandelt. Die für diesen Fall bekannte Lösung [3] wird in neuer Weise dargestellt und mit Hilfe der Sandwichmodellvorstellung auf den Fall allgemeiner Beanspruchung übertragen. Ein Beispiel illustriert die praktische Anwendung des resultierenden Bemessungsverfahrens, und eine Bemerkung zu den oft für schiefe Bewehrungen verwendeten äquivalenten Ersatzbewehrungen rundet den Beitrag ab.

(1)  $\sigma_{\xi} = \sigma_x \sin \psi + \sigma_y \cos \psi \cot \psi - 2\tau_{xy} \cos \psi$ 

$$\sigma_{\eta} = \frac{\sigma_y}{\sin \Psi}$$

$$\pi_{\xi\eta} = \pi_{\eta\xi} = \pi_{xy} - \sigma_y \cot \psi$$

Bezeichnungen: (a) kartesische Koordinaten; (b) schiefwinklige Koordinaten in den Bewehrungsrichtungen. *Notation: (a) orthogonal coordinates; (b) skew coordinates in reinforcing directions.* 



$$\sigma_x = \sigma_{c3} \cos^2 \theta + \rho_x \sigma_{sx} + \rho_\eta \sigma_{s\eta} \cos^2 \psi$$
$$\sigma_y = \sigma_{c3} \sin^2 \theta + \rho_\eta \sigma_{s\eta} \sin^2 \psi$$
$$\tau_{xy} = -\sigma_{c3} \sin \theta \cos \theta + \rho_\eta \sigma_{s\eta} \sin \psi \cos \psi$$

 $\sigma_{\varepsilon} = \sigma_{c3} \sin \psi \sin^2 \theta (\cot \psi + \cot \theta)^2 + \rho_x \sigma_{sx} \sin \psi$ 

$$\eta = \sigma_{c3} \frac{\sin^2 \theta}{\sin \psi} + \rho_{\eta} \sigma_{s\eta} \sin \psi$$

$$\tau_{\varepsilon_n} = -\sigma_{c3}\sin^2\theta(\cot\psi + \cot\theta)$$

## Reine Membrankräfte

σ

(2)

(3)

Statt der orthogonalen Spannungskomponenten  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  und  $\tau_{xy}$ gemäss **Bild 1(a)** können die schiefen Spannungskomponenten  $\sigma_{\xi}$ ,  $\sigma_{\eta}$  und  $\tau_{\xi\eta}$  (1) gemäss **Bild 1(b)** verwendet werden.

Geht man von einem einachsigen DruckspannungszustandimBeton mit einer unter dem Winkel  $\theta$  zur x-Achse geneigten Hauptdruckspannung  $\sigma_{c3}$  (negativ) aus, und bezeichnet man die geometrischenBewehrungsgehalte und die Stahlspannungenmit  $\rho_x$  und  $\rho_{\eta}$  bzw.  $\sigma_{sx}$  und  $\sigma_{s\eta}$ , so erhält man die resultierenden Spannungen (2). Einsetzen in (1) bringt (3) und somit



## Introduction

The dimensioning of reinforced concrete plates subjected to general combinations of bending and twisting moments as well as membrane and transverse shear forces is best based on a sandwich model. In this paper, the corresponding procedure for orthogonal reinforcement [1,2] is extended to skew reinforcements. First, the case of pure membrane forces is treated using skew stress components in the reinforcement directions. The well-known solution for this case [3] is presented in a new way and it is extended to general combined actions based on the sandwich model. The practical application of the resulting dimensioning procedure is illustrated by an example. Some remarks on equivalent orthogonal reinforcements that are frequently used to treat skew reinforcements conclude the paper.

## Pure membrane forces

Instead of the orthogonal stress components  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  and  $\tau_{xy}$  according to **figure 1(a)** the skew stress components  $\sigma_{\xi}$ ,  $\sigma_{\eta}$  and  $\tau_{\xi\eta}$ according to (1) may be used, see



Reine Membrankräfte: (a) Bemessungsdiagramm; (b) und (c) Hauptrichtungen entsprechend Bemessungspunkt A für positive bzw. negative  $\tau_{\epsilon_n}$ .

Pure membrane forces: (a) dimensioning diagram; (b) and (c) principal directions corresponding to Point A for positive and negative  $\tau_{\xi\eta}$ respectively.

 $\rho_x f_s \ge \frac{\sigma_{\xi}}{\sin \psi} + k \left| \frac{\tau_{\xi \eta}}{\sin \psi} \right|$ 

 $\rho_{\eta} f_s \ge \frac{\sigma_{\eta}}{\sin \psi} + \frac{1}{k} \left| \frac{\tau_{\xi \eta}}{\sin \psi} \right|$ 

 $(k = |\cos \psi + \sin \psi \cot \theta|)$ 

 $(\rho_x + \rho_n) f_s \le f_c + \sigma_x + \sigma_y$ 

13

Forschung, Entwicklung und Normen

(4). Aus der letzten Gleichung (3)  
folgt, dass bei negativem 
$$\sigma_{c3}$$
 das  
Vorzeichen von  $\tau_{gn}$  mit jenem von  
 $\cot\psi + \cot\theta$  und, wegen  $\sin\psi > 0$   
 $(0 < \psi < \pi)$ , auch mit jenem von  
 $\cos\psi + \sin\psi\cot\theta$  übereinstimmt.  
Die zweiten Summanden rech-  
terhand in den ersten beiden  
Gleichungen (4) können deshalb  
nicht negativ sein. Da die Stahl-  
spannungen  $\sigma_{xx}$  und  $\sigma_{sn}$  die Fliess-  
grenze  $f_s$  nicht überschreiten  
dürfen, gelten folglich die Bezie-  
hungen (5), und da  $-\sigma_{c3}$  die effek-  
tive Betondruckfestigkeit  $f_c$  nicht  
überschreiten darf, gilt nach der  
dritten Gleichung (4) ferner (6).  
Die Bedingungen (5) und (6) be-  
schränken die zulässigen Bemes-  
sungspunkte in **Bild 2(a)** auf den  
Bereich ABC. Für den Punkt A gilt  
 $k = 1$ , und die Summe  $\rho_x + \rho_\eta$  wird  
minimal; in diesem Fall halbiert  
die Hauptdruckrichtung 3 im Be-  
ton den stumpfen bzw. den spit-  
zen Winkel zwischen den Beweh-  
rungen, je nachdem, ob  $\tau_{g\eta}$  posi-  
tiv oder negativ ist, siehe **Bilder**

figure 1(b). Assuming a uniaxial compressive stress  $\sigma_{c_3}$  (negative) enclosing the angle  $\theta$  with the xaxis and denoting the geometrical reinforcement ratios and the steel stresses by  $\rho_r$  and  $\rho_n$  and  $\sigma_{sr}$ and  $\sigma_{sn}$ , respectively, the stresses (2) are obtained. Inserting these into (1) leads to (3) and hence to (4). From the third equation (3) it can be seen that for negative that of  $cot\psi + cot\theta$  and, because of  $sin\psi > 0$  ( $0 < \psi < \pi$ ), it is also the same as that of  $cos\psi + sin\psi cot\theta$ . Hence, the second terms on the right hand sides of the first two equations (4) can not be negative. Thus, (5) is obtained since the steel stresse  $\sigma_{sx}$  and  $\sigma_{sn}$  can not exceed the yield strength f. According to the third equation (4) the relation (6) results since  $\sigma_{a3}$  can not be smaller than  $-f_{,,}$  where  $f_{a} = effective concrete compres$ sive strength. In figure 2(a), (5) an (6) restrict the admissible dimensioning points to the domain

(4) 
$$\rho_x \sigma_{sx} = \frac{\sigma_{\xi}}{\sin \psi} + \frac{\tau_{\xi\eta}}{\sin \psi} (\cos \psi + \sin \psi \cot \theta)$$
$$\rho_\eta \sigma_{s\eta} = \frac{\sigma_{\eta}}{\sin \psi} + \frac{\tau_{\xi\eta}}{\sin \psi} (\cos \psi + \sin \psi \cot \theta)^{-1}$$

 $-\sigma_{c3} = \rho_x \sigma_{sx} + \rho_\eta \sigma_{s\eta} - \sigma_x - \sigma_y$ 

**2(b) and (c)**. For an arbitrary Point P on the hyperbola BAC in **figure 2(a)**,  $k^2$  can be determined from

the graph as indicated.

(5)

(6)

## **General combined actions**

ABC. For Point A, k = 1 and the

sum  $\rho_{u} + \rho_{u}$  reaches its minimum;

the principal compressive stress

direction 3 in the concrete bisects

the obtuse or acute angle between the reinforcements, respec-

is positive or negative, see figures

The bending and twisting moments  $(m_x, m_y, m_{xy}=m_{yx})$ , membrane forces  $(n_x, n_y, n_{xy}=n_{yx})$  and transverse shear forces  $(v_x, v_y)$  acting on the plate element shown in **figure 3(a)** may be replaced by equivalent forces acting on the core and the covers of a sandwich element [1,2], see **figure 3(b)**. The cover thicknesses  $t_{inf}$  and  $t_{sup}$ may be assumed to be equal to 0.2h or  $2(h-d_m)$ , where  $d_m$  = average effective depth of the reinforce-

Sandwichmodell: (a) allgemein beanspruchtes Plattenelement; (b) äquivalente Kräfte; (c) ungerissener Kern; (d) gerissener Kern; (e) äquivalente Deckelkräfte bei gerissenem Kern. Sandwich model: (a) plate element subjected to general combined actions; (b) equivalent forces; (c) uncracked core; (d) cracked core; (e) equivalent cover forces for cracked core.

14

Forschung, Entwicklung und Normen



**2(b) und (c).** Für einen beliebigen Punkt P auf der Hyperbel BAC in **Bild 2(a)** gilt die im Bild eingetragene Beziehung für  $k^2$ .

#### **Allgemeine Beanspruchung**

Die auf ein Plattenelement gemäss Bild 3(a) wirkenden Biege-

(7) 
$$\rho_z f_s d_v \cot \alpha \ge v_0$$

umgesetzt werden. Die Dicken  $t_{inf}$  und  $t_{sup}$  des unteren und oberen Sandwichdeckels werden dazu zunächst geschätzt, z. B. gleich 0,2 h oder  $2(h-d_m)$ , wobei  $d_m$  die mittlere statische Höhe des Bewehrungsnetzes bezeichnet. Der Hebelarm der inneren Kräfte  $d_v = h - (t_{inf} + t_{sup})/2$  ist damit festgelegt und kann nach der Bemessung der Bewehrung kontrolliert und allenfalls korrigiert

(8) 
$$v_{0d} = -q_d \cdot n, \ m_{nd} = \frac{q_d l_n^2}{8} \left( 1 - \frac{4n^2}{l_n^2} \right) \left( l_n = l \cdot \sin \psi / \sin \beta \right)$$

und Drillmomente  $(m_{x}, m_{y}, m_{xy} = m_{yx})$ , Membrankräfte  $(n_{x}, n_{y}, m_{xy} = n_{yx})$  und Querkräfte  $(v_{x}, v_{y})$  können mit Hilfe einer Sandwichmodellvorstellung [1,2] wie in **Bild 3(b)** gezeigt in äquivalente Kräfte in den Deckeln und im Kern eines Sandwichelementes

werden. Die Querkräfte  $v_x$  und  $v_y$  entsprechen einer unter dem Winkel  $\varphi_0 = \tan^{-1}(v_y/v_x)$  zur x-Achse übertragenen Hauptquerkraft  $v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$ . Für geringe Querkraftbeanspruchungen, etwa  $v_0/d_v < f_{ctm}/6$   $(f_{ctm} \approx 0.3 f_{cc}^{-2/3}$  mit  $f_{cc} =$  Zylinderdruckfestigkeit des Be-

ment mesh. Thus, the lever arm  $d_v = h - (t_{inf} + t_{sun})/2$  of the internal forces is given and can be checked and, if necessary, corrected after the dimensioning of the reinforcement. The transverse shear forces  $v_{x}$  and  $v_{y}$  correspond to a principal shear force  $v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$  being transferred in the direction  $\varphi_0 = tan^{-1}(v_1/v_2)$  to the x-axis. For small transverse shear forces, say  $v_0/d_v < f_{ctm}/6$ , where  $f_{ctm} \approx 0.3 f_{cc}^{-2/3}$  and  $f_{cc}$  = cylinder compressive strength of concrete in N/mm<sup>2</sup>, no transverse reinforcement is necessary; the core may be assumed to be uncracked, being subjected to a state of pure shear as shown in figure 3(c), and the cover forces are not influenced by the transverse shear forces. In general, however, the core should be assumed to be cracked as shown in figure 3(d); similar to the web of a girder a concrete compressive stress field inclined at an angle  $\alpha$ to the plane of the plate develops and the necessary reinforcement ratio  $\rho_{\rm c}$  of the transverse reinforcement (stirrups or T-headed bars) follows from (7). The sandwich covers are subjected to additional forces  $v_0 cot\alpha/2$ , resulting in the additional force components given in figure 3(e). By dividing the equivalent cover forces by  $t_{inf}$ and t<sub>sur</sub>, respectively, one obtains average cover stresses  $\sigma_{x}$ ,  $\sigma_{y}$  and  $\tau_{m}$  that can be treated according to (1) and (5). Finally, (6) allows to check  $t_{inf}$  and  $t_{sup}$ , using  $f_c \approx 6.2 f_{ctm}$ at the ultimate strength level. If necessary, the calculations have to be repeated using modified values of  $t_{inf}$  and  $t_{sum}$ .

## **Practical application**

Consider a rhombus-shaped plate, simply supported along two opposite edges and free along the other two, skew to the left at  $\psi = 45^\circ$ , having a side length of  $l = 10 \cdot \sqrt{2}$  m and a thickness of h = 0.65 m, see **figure 4(a)**. The plate is subjected to a uniformly distributed load  $q_d = 35 \text{ kN/m}^2$  at the dimensioning level [4]. The origin O of the coordinate systems x, y and  $\xi$ ,  $\eta$  is placed at the centre

tons in N/mm<sup>2</sup>) kann auf eine Querkraftbewehrung verzichtet werden; in diesem Fall darf von der Vorstellung eines ungerissenen Kerns ausgegangen werden, der durch einen Zustand reinen Schubes gemäss Bild 3(c) beansprucht wird und die Kräfte in den Sandwichdeckeln nicht beeinflusst. Im allgemeinen ist jedoch von der Vorstellung eines gerissenen Kerns gemäss Bild 3(d) auszugehen; ähnlich wie für einen gerissenen Trägersteg ergibt sich in diesem Fall ein unter dem Winkel  $\alpha$  zur Plattenebene geneigtes Betondruckspannungsfeld, und der erforderliche geometrische Bewehrungsgehalt ρ der zur Plattenebene senkrechten Querkraftbewehrung (Bügel oder an ihren Enden verankerte Stäbe) folgt aus (7). Die Sandwichdeckel werden Zusatzkräften  $v_{a}\cot \alpha/2$  unterworfen, was im Vergleich zu Bild 3(b) zu den im Bild 3(e) dargestellten Zusatzkomponenten führt. Division der äguivalenten Deckelkräfte mit t<sub>inf</sub> bzw. t<sub>sun</sub> führt zu mittleren Deckelspannungen  $\sigma_{r}$ ,  $\sigma_{r}$  und  $\tau_{r}$ , die gemäss (1) und (5) behandelt werden können. Schliesslich erlaubt (6) die Kontrolle der Deckeldicken  $t_{inf}$  und  $t_{sup}$ , wobei von einer effektiven Betondruckfestigkeit auf Bruchniveau von etwa  $f_c \approx 6.2 f_{ctm}$ ausgegangen werden darf. Gegebenenfalls sind die Berechnungen mit modifizierten Werten für t<sub>inf</sub> und *t*<sub>sm</sub> zu wiederholen.

## Praktische Anwendung

Wir betrachten eine rhombusförmige, an zwei gegenüberliegenden Rändern einfach gelagerte und an den beiden anderen Rändern freie, nach links unter 45° schiefe Platte mit einer Seitenlänge  $l = 10 \cdot \sqrt{2}$  m und einer Dicke h = 0.65 m, siehe **Bild 4(a)**. Die Platte ist durch eine gleichmässig verteilte Last  $q_d = 35 \text{ kN/m}^2$  auf Bemessungsniveau [4] belastet. Der Ursprung O der Koordinatensysteme x, y bzw.  $\xi$ ,  $\eta$  wird im Schwerpunkt der Platte angenommen. Die Lastabtragung wird anhand eines statisch zulässigen Spanof the plate. The load transfer is investigated based on a statically admissible stress field. The plate is subdivided into the two trapezoidal regions ABGH and CDEF and the parallelogram-shaped region BCGF, assuming  $l_1 = 2 m$ and  $l_2 = 8 m$ . Hence, a = 3.33 m,  $b = 13.33 \text{ m and } \beta = 68.2^{\circ}$ .

Within the region BCFG a uniaxial load transfer in the n-direction is assumed. The corresponding principal shear forces and moments are given by (8). Within the region CDEF a uniaxial load transfer in the r-direction is assumed [5]. The corresponding principal shear forces and moments are given by (9). The principal shear force  $v_{ad}$  vanishes for  $y = c - a - l\sqrt{2}/4$ where  $c^2 = (a^2 + ab + b^2)/3$  and *m*<sub>*rd*</sub> <u>reaches</u> a maximum for  $y = \sqrt[3]{ab(a+b)}/2 - a - l\sqrt{2}/4.$ 

For the region ABGH similar relationships to CDEF apply. Fig-

(4a)

4c

b 1-11-12 a в  $\psi = \frac{\pi}{4}$ h Е н G 1  $l/\sqrt{2}$  $l - l_1 - l_2$ l1 l (P) v<sub>0d</sub>[kN/m] Q

ures 4(b) and (c) represent the resulting principal transverse shear forces and moments at the dimensioning level. In the following the dimensioning procedure is discussed in detail for Point Q shown in figure 4(a), being characterised by  $m_{rd} = 532 \text{ kNm/m}$  and  $v_{od} = 69 \ kN/m$ . The dimensioning is based on the principles laid down in the Swiss code SIA 262 [4], assuming reinforcing steel B500B  $(f_{sd} = 435 N/mm^2)$  placed parallel to the edges of the plate, using concrete C 45/55 ( $f_{cd} = 26 N/mm^2$ ,  $f_{ctm} = 3.8 N/mm^2$ ) and a cover of the reinforcement of  $c_{norm} = 40 \text{ mm}$ . According to (7) the maximum principal transverse shear force  $v_{od} = 495 \text{ kN/m}$  at the obtuse corners of the plate requires  $\rho_z = 495/$ (435.520) = 0.22% if  $\alpha = 45^{\circ}$  and  $d_{y} \approx 520 \text{ mm}$  are assumed. Adopting an in-plane bar spacing of 200 mm in the  $\xi$ - and  $\eta$ -direc-

> Anwendungsbeispiel: (a) Geometrie und Bezeichnungen; (b) Hauptquerkräf-Example application: (a) geometry and notation; transverse shear forces; (c) princi

15

Forschung, Entwicklung und Normen

te; (c) Hauptmomente. (b) principal pal moments.

 $m_{1d}$ [kNm/m]

$$v_{0d} = \frac{q_d}{2} \left( \frac{a^2 + ab + b^2}{3r\cos^2\beta} - r \right)$$
$$m_{rd} = \frac{q_d}{6} \left[ \frac{a^2 + ab + b^2}{\cos^2\phi} - \frac{ab(a+b)}{r\cos^3\phi} - r^2 \right]$$

nungszustands untersucht. Zu diesem Zweck wird die Platte in die beiden trapezförmigen Bereiche ABGH und CDEF sowie den parallelogrammförmigen Bereich BCFG unterteilt, wobei  $l_1 = 2 \text{ m}$  und  $l_2 = 8 \text{ mangenommen werden. Aus}$ diesen Annahmen folgen a=3,33 m, b = 13,33 m und  $\beta = 68,2^{\circ}$ .

Im Bereich BCFG wird eine einachsige Lastabtragung in n-Richtung angenommen. Die entsprechenden Hauptquerkräfte und Momente sind durch (8) bestimmt. Im Bereich CDEF wird eine einachsige Lastabtragung in r-Richtung angenommen [5]. Die Hauptquerkräfte und -momente sind durch (9) bestimmt. Die Hauptquerkraft  $v_{ad}$  verschwindet für  $y = c - a - l\sqrt{2}/4$ wobei  $c^2 = (a^2 + ab + b^2)/3$ , und wird für *m*<sub>rd</sub>  $y = \sqrt[3]{ab(a+b)}/2 - a - l\sqrt{2}/4$  maximal.

Für den Bereich ABGH gelten zu CDHG analoge Beziehungen. Die **Bilder 4(b) und (c)** illustrieren den Verlauf der resultierenden Hauptquerkräfte und -momente auf Bemessungsniveau.

Im folgenden wird die Bemessung gemäss Norm SIA 262 [4] für den in **Bild 4(a)** hervorgehoben Punkt Q mit  $m_{rd} = 532$  kNm/m und  $v_{od} = 69$  kN/m detailliert durchgeführt. Dabei wird von einer zu den Plattenrändern parallelen Bewehrung aus Betonstahl B500B ( $f_{sd} = 435$  N/ mm<sup>2</sup>) mit einer Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom} = 40$  mm ausgegangen. Als Beton soll C 45/55 zum Einsatz kommen ( $f_{cd} = 26$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ctm} = 3,8$  N/mm<sup>2</sup>). Die maximale Hauptquerkraft  $v_{od} = 495$  kN/m

in den stumpfen Plattenecken erfordert gemäss (7) mit  $\alpha = 45^{\circ}$ und  $d_{\mu} \approx 520 \text{ mm}$  einen Querkraftbewehrungsgehalt  $\rho_{\rm c}$  von  $495/(435 \cdot 520) = 0,22\%$ . Geht man von einem Stababstand der Bewehrungen in ξ- und η-Richtung von 200 mm aus und ordnet man in jedem Kreuzungspunkt dieser Stäbe einen Querkraftbewehrungsstab Ø 12 mm an, so erhält man  $\rho_z = 6^2 \cdot \pi / (200^2 \cdot \sqrt{2}) = 0.2\%$ . Diese Bewehrung deckt den lokal erforderlichen Maximalwert praktisch ausreichend ab ( $\alpha$  wäre lokal gleich 42,4°) und wird als Mindestbewehrung über die ganze Plattenfläche verteilt eingelegt, z. B. in der Form von zu Leisten verbundenen Schubnadeln mit T-förmigen Endverankerungen. Für den Punkt Q resultieren die Momentenkomponenten  $m_{ud} = 532 \cdot \cos^2\beta =$ 73,4 kNm/m,  $m_{vd} = 532 \cdot \sin^2\beta = 458,6$ kNm/m und  $m_{xvd} = 532 \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta =$ 183,4 kNm/m sowie die Querkraftkomponenten  $v_{xd} = 69 \cdot \cos\beta = 25,6$  $kN/m \text{ und } v_{vd} = 69 \cdot \sin\beta = 64,1 \text{ } kN/m.$ Mit  $d_{y} \approx 520 \text{ mm}$  (Sandwichdeckeldicken  $t_{inf} = t_{sun} = 130 \text{ mm}$ ) erhält man daraus gemäss Bild 3(e) die mittleren Deckelspannungen  $\sigma_{xd inf} = 1,122 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{vd inf} = 7,013$ N/mm<sup>2</sup> und  $\tau_{xyd,inf} = 2,804$  N/mm<sup>2</sup> sowie  $\sigma_{xd,sup} = -1,049 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{yd,sup} =$  $-6,555 \text{ N/mm}^2$  und  $\tau_{xvd,sup} = -2,622$ N/mm<sup>2</sup>; die Spannungen im oberen Deckel entsprechen dabei einem einachsigen Druckspannungszustand mit einer Hauptdruckspannung von -7,604 N/mm<sup>2</sup>. Für den unteren Deckel liefert (1)  $\sigma_{Ed,inf} = 1,787 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{nd inf} = 9,918$  $N/mm^2$  und  $\tau_{\xi\eta d,inf} = -4,209 \text{ N/mm}^2$ , woraus mit (5) und k = 1 sowie  $f_{rd} = 435 \text{ N/mm}^2$  die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte  $a_{sx} = \rho_x t_{inf} = 2534 \text{ mm}^2/\text{m}$ und  $a_{s\eta} = \rho_{\eta} \cdot t_{inf} = 5971 \text{ mm}^2/\text{m}$ folgen. Stäbe Ø 26 mm im Abstand von 200 mm liefern in x-Richtung  $a_{\rm rr} = 2655 \text{ mm}^2/\text{m}$ , und mit Stäben Ø 26 bzw. 30 mm im Abstand von 100 mm erhält man in η-Richtung  $a_{\rm m} = 6189 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Die Kontrolle der Betondruckspannung im unteren Deckel gemäss (6) liefert

(2,534 + 5,971) • 435/130 - 1,122 - 7,013

tion and placing a transverse bar with a diameter of 12 mm at every bar crossing of the inplane reinforcement one obtains  $\rho_z = 6^2 \cdot \pi / (200^2 \cdot \sqrt{2}) = 0.2\%$ . This reinforcement practically covers the locally required maximum ( $\alpha$  would have to be 42.4°) and is used as minimum reinforcement over the entire plate, e.g. in the form of pre-assembled reinforcing units consisting of T-headed bars welded to steel strips. For Point Q, one obtains the moment components  $m_{rd} = 532 \cdot \cos^2\beta = 73.4$  $kNm/m, m_{yd} = 532 \cdot sin^2\beta = 458.6 \ kNm/m,$  $m_{yyd} = 532 \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta = 183.4 \ kNm/m$ and the shear force components  $v_{xd} = 69 \cdot \cos\beta = 25.6 \text{ kN/m}$  and  $v_{vd} = 69 \cdot sin\beta = 64.1 \text{ kN/m.}$  Assuming  $d_{y} \approx 520 \text{ mm}$ , average cover stresses of  $\sigma_{xd,inf} = 1.122 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{yd,inf} = 7.013$  $N/mm^2$ ,  $\tau_{xvd.inf} = 2.804 N/mm^2$  and  $\sigma_{xd,sup} = -1.049 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_{yd,sup} = -6.555$  $N/mm^2$ ,  $\tau_{xyd,sup} = -2.622 N/mm^2$  according to Fig. 3(e) result; the top cover stresses correspond to a uniaxial compressive stress of -7.604 N/mm<sup>2</sup>. For the bottom cover, (1) yields  $\sigma_{\xi_{d,inf}} = 1.787 N/mm^2$ ,  $\sigma_{nd,inf} = 9.918 \text{ N/mm}^2$  and  $\tau_{\text{End,inf}} =$ -4.209 N/mm<sup>2</sup>; hence, assuming  $f_{sd} = 435 \ N/mm^2$  and k = 1 (5) results in  $a_{sx} = \rho_x \cdot t_{inf} = 2534 \ mm^2/m$ and  $a_{sn} = \rho_n t_{inf} = 5971 \text{ mm}^2/\text{m}$ . In the x-direction, bars with a diameter of 26 mm spaced at 200 mm are chosen, providing  $a_{sr} = 2655 \text{ mm}^2/\text{m}$ ; in the n-direction, bars with alternating diameters of 26 and 30 mm spaced at 100 mm are chosen, providing  $a_{sn} = 6189 \text{ mm}^2/m$ . Checking the concrete stresses in the bottom cover according to (6) yields (2.534 + 5.971) • 435/130 - 1.122 - 7.013  $= 20.324 \text{ N/mm}^2 = 5.35 f_{etm}$ . This value exceeds the permissible value of  $6.2 f_{ctm}/1.5 \approx 4.1 f_{ctm}$  at the dimensioning level (where 1.5 = resistance factor for concrete [4]), i.e.  $t_{inf} = 130 \text{ mm}$  is not sufficient. How-

(9)

(10) 
$$\rho_x^* = \rho_x + \rho_\eta \cos^2 \psi \quad \rho_y^* = \rho_\eta \sin^2 \psi \quad \rho_{xy}^* = \rho_\eta \sin \psi \cos \psi$$

(11) 
$$\rho_{1,2}^* = \frac{\rho_x^* + \rho_y^*}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\rho_x^* - \rho_y^*}{2}\right)^2 + \left(\rho_{xy}^*\right)^2} \qquad (12) \qquad \varphi^* = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\rho_{xy}^*}{\rho_x^* - \rho_y^*}\right)$$

 $= 20,324 \text{ N/mm}^2 = 5,35 f_{ctm}$ . Dieser Wert übersteigt den auf Bemessungsniveau zulässigen Wert von  $6.2 f_{ctm}/1.5 \approx 4.1 f_{ctm}$ , wobei 1,5 = Widerstandfaktor für Beton [4], d. h. die angenommene Deckeldicke  $t_{inf} = 130 \text{ mm}$  ist nicht ausreichend. Allerdings dürfte die obere Deckeldicke von 130 mm auf  $t_{sup} = 130.7,604/26 = 38 \text{ mm}$ reduziert werden, und somit würde die Verkleinerung von d. wegen des grösseren t<sub>inf</sub> durch die Verkleinerung von  $t_{sup}$  mehr als kompensiert. Die gewählte Bewehrung ist deshalb in jedem Fall ausreichend.

#### Äquivalente orthogonale Ersatzbewehrung

Statt des hier gezeigten direkten Vorgehens für die Bemessung schief bewehrter Betonplatten können äquivalente orthogonale Ersatzbewehrungen verwendet werden. Aus (10) folgen die Ersatzbewehrungsgehalte (11) in der Richtung (12). Beispielsweise erhält man für das im letzten Abschnitt untersuchte Beispiel  $(a_{sx} = 2655 \text{ mm}^2/\text{m}, a_{sn} = 6189 \text{ mm}^2/\text{m})$  $\rho_r^* = 4,423 \%$ die Werte  $\rho_{y}^{*} = 2,380 \%$  und  $\rho_{xy}^{*} = 2,380 \%$  und somit  $\rho_1^* = 5,992 \%$ ,  $\rho_2^* = 0,812 \%$ und  $\phi^* = 33,4^{\circ}$ . In  $\phi^*$ -Richtung und senkrecht dazu ergeben sich Normal- und Schubspannungen von 5,482 N/mm<sup>2</sup> und 2,653 N/mm<sup>2</sup> bzw. 3,813 N/mm<sup>2</sup>. Nach (5) gilt (mit  $\psi = 90^{\circ}$ ) die Beziehung (5,992  $(4,35 - 5,482) \cdot (0,812 \cdot 4,35 - 2,653)$  $= 18,097 > 3,813^2 = 14,539$ , d. h. die gewählte Bewehrung ist ausreichend. Wie man sieht, eignet sich die äquivalente orthogonale Ersatzbewehrung zur Kontrolle einer bereits erfolgten Bemessung; für die direkte Bemessung ist sie nicht geeignet.

ever,  $t_{sup}$  could be reduced from 130 mm to 130.7.604/26 = 38 mm and thus, the reduction of  $d_v$  due to the increased  $t_{inf}$  would be more than compensated by the reduction of  $t_{sup}$ . In conclusion, the chosen reinforcement is sufficient.

#### Equivalent orthogonal reinforcement

Instead of the direct dimensioning procedure illustrated above, equivalent orthogonal reinforcement may be considered. From (10) the equivalent reinforcing ratios (11) in the direction (12) can be determined. For example, the values  $\rho_{x}^{*} = 4.423 \%$ ,  $\rho_{y}^{*} = 2.380 \%$ und  $\rho_{xy}^* = 2.380 \%$  and hence  $\rho_1^* = 5.992 \%$ ,  $\rho_2^* = 0.812 \%$  and  $\phi^* = 33.4^{\circ}$  are obtained for the case discussed above ( $a_{sr} = 2655 \text{ mm}^2/m$ ,  $a_{sn} = 6189 \text{ mm}^2/m$ ). In  $\varphi^*$ -direction and perpendicular to that direction, normal stresses of 5.482 N/ mm<sup>2</sup> and 2.653 N/mm<sup>2</sup> and shear stresses of 3.813 N/mm<sup>2</sup> are obtained, respectively. According to (5) one gets (with  $\psi = 90^{\circ}$ ) the re*lationship* (5.992·4.35 – 5.482)·(0.812  $(4.35 - 2.653) = 18.097 > 3.813^2 =$ 14.539, i.e. the chosen reinforcement is sufficient. It can be seen that an equivalent orthogonal reinforcement is suitable for the checking of an already dimensioned reinforcement; however, it is not suitable for a direct dimensioning.

#### Autoren / Authors

Hans Seelhofer dipl. Bau-Ing. ETH Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, ETH-Hönggerberg / HIL E37.3 CH-8093 Zürich seelhofer@ibk.baug.ethz.ch

#### Peter Marti

dipl. Bau-Ing. ETH, Prof. Dr. sc. techn., Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich ETH-Hönggerberg / HIL E42.2 CH-8093 Zürich, marti@ibk.baug.ethz.ch

#### **Referenzen / References**

[1] Marti, P., «Design of Concrete Slabs for Transverse Shear», ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, March-April 1990, pp. 180-190.

[2] Marti, P., «Kraftfluss in Stahlbetonplatten», Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 98, Heft 2, Feb. 2003, pp. 85-93.
[3] Nielsen, M.P., On the Strength of Reinforced Concrete Discs, Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series, No. 70, Copenhagen, 1969, 261 pp.

[4] SIA Norm 262 – Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003, 90 pp.

[5] Monotti, M., «Reinforced Concrete Slabs – Compatibility Limit Design», Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 288, Zürich, August 2004, 96 pp.

# Thomas Vogel

## Einleitung

Beim Abbruch von Brücken fallen wertvolle Informationen an, die gar nicht oder nur mit grossem Aufwand beschafft werden können, solange das Bauwerk seine Funktion noch erfüllen muss. Zerstörende Untersuchungsmethoden sind uneingeschränkt anwendbar und die Ergebnisse früherer Untersuchungen können verifiziert werden.

Das Forschungsprojekt Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch (ZEBRA) bildete die Rahmenorganisation für Untersuchungen an Brücken in der Schweiz, die zwischen 1997 und 2004 abgebrochen werden sollten. Die EMPA führte eine erste Umfrage im Jahr 1996 durch. Eine eigene Umfrage im Jahre 1999 bei Bundesämtern, allen Kantonen, den grösseren Städten, der SBB und vier Privatbahnen und die allmähliche Beachtung des Projekts durch die Bauherrschaften führten zu einer Datenbank von Abbruchobjekten, die schliesslich 89 Brücken enthielt, von welchen 82 in der Berichtsperiode auch abgebrochen wurden.

## Statistische Auswertung

Bereits diese Datenbank lässt interessante Auswertungen zu: Wie **Bild 1** zeigt, bestanden die meisten Brücken aus Stahl- oder Spannbeton. Bezüglich Tragwirkung dominierten Balkenbrücke (Bild 2).

Bild 3 zeigt, dass die wenigsten der abgebrochenen Brücken ihre geplante Nutzungsdauer bereits erreicht hatten, denn der primäre Abbruchgrund war in vielen Fällen eine neue Linienführung des Verkehrsträgers, der über die Brücke führte, eine Änderung des überguerten Hindernisses bzw. Verkehrsträgers oder ein Ersatz der Brücke durch eine Eindeckung oder einen Tunnel. Schäden und Mängel waren bei 15 Objekten der primäre Abbruchgrund. Da eines dieser Objekte über 8200 m<sup>2</sup> Fläche aufwies, dominiert diese Kategorie in der Aufteilung nach Brükkenfläche (Bild 4).

Grössere Verkehrslasten waren nur in wenigen Fällen der primäre, bei 48 Objekten mit 49% der Brükkenfläche jedoch ein sekundärer Abbruchgrund.

# Erfassungsthemen und generelle Erkenntnisse

36 Objekte wurden näher untersucht. Die im Voraus definierten Themen der Zustandserfassung waren:

• Zustand schwer zugänglicher, kritischer und gefährdeter Tragelemente.

Dabei lag das Schwergewicht bei den Spanngliedern, wo neue Erkenntnisse gewonnen werden



#### Introduction

During the demolition of bridges valuable information can be gained. This information would have to be obtained at great expense or not at all if the structure would have to maintain its function. Destructive testing methods can be applied without restrictions and the results of earlier investigations can be verified.

The research project Condition survey of bridges during their demolition (ZEBRA, acronym of the project title in German) forms the framework for investigations on bridges in Switzerland that were subject to demolition between 1997 and 2004. The Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA) arranged a first enquiry in 1996. An own enquiry in 1999 to federal agencies, all cantons, the major cities, the Swiss federal railways and four other railway companies and the growing attention paid to the project by the owners led to a database that finally contained 89 bridges, 82 of which were demolished in the report period.

## Statistical analysis

Already the database allows for interesting analysis. As shown in figure 1 most of the bridges consisted of reinforced or prestressed concrete. Concerning the structural system girder bridges dominated (figure 2).

**Figure 3** shows that only few of the demolished bridges had reached their design working life, because in most cases the primary reason for demolition was either a new alignment of the road or rail crossing the bridge or a change of the obstacle, which usually was also a traffic line, or a replacement of the bridge by a cut-and-covertunnel for the road beneath. For 15 objects faults and deteriorations were the principal reason for demolition. Since one of these objects covered an area of more

Anzahl Brücken Number of bridges





 Stahl-Beton-Verbund / Steel-concrete-composite

Verteilung der erfassten Abbruchobjekte nach Baustoff Distribution of objects to be demolished according to material



Verteilung der erfassten Abbruchobjekte nach Tragwirkung in Längsrichtung Distribution of objects to be demolished according to longitudinal structural system

konnten. Nur in Einzelfällen ergiebig waren Untersuchungen von Lagern, Gelenken und Fundationen.

- Erfolg früherer Instandhaltungsund Instandsetzungsmassnahmen. Da für wenige Objekte frühere Instandsetzungen gut dokumentierte sind, sind zwar einzelne spezielle, jedoch keine generellen Aussagen möglich.
- Effizienz und Zuverlässigkeit von zerstörungsfreien Prüfmethoden.
   Von der grossen Palette von möglichen Methoden kamen insbesondere Impact Echo, Po-tentialmessungen, Georadar und dynamische Untersuchungen zum Zuge. Diese wurden

than 8200 m<sup>2</sup>, this category dominates the distribution in terms of bridge surface (figure 4). Only in few cases higher traffic loads were the principal reason for demolition, for 48 objects covering 49% of the bridge surface, however, their were a secondary cause.

## Survey themes and general findings

36 objects were examined in more detail. The survey themes fixed previously were:

 Condition of badly accessible, crucial or endangered structural elements with an emphasis on post-tensioning tendons, where new findings could be gained. Examination of bearings, hinges and foundations was only fruitful in few cases.

- Success of earlier rehabilitation measures. Since earlier rehabilitation measures were documented for few objects only, special but no general conclusions could be drawn.
- Efficiency and accuracy of nondestructive testing methods. From the wide range of possible methods especially impact echo, potential mapping, groundpenetrating radar and dynamic analysis were used. Most these methods were applied within separate projects with an independent reporting [1], [2], [3].



Alter der abgebrochenen 82 Objekte Age of the demolished 82 objects

2

#### Anzahl Brücken Number of bridges





 Änderung überquerte Verkehrsträger / Expansion of traffic lines underneath

- Grössere Einwirkungen (Verkehrslasten) / Higher (traffic) loads
- Ersatz durch Tunnel oder Eindeckung / Replacement by cut-and-cover-tunnels
- Schäden und Mängel / Faults and deteriorations
- Erreichen der geplanten Nutzungsdauer / Reaching the end of service life



Primärer Abbruchgrund Principal reason for demolition

meist im Rahmen eigenständiger Projekte mit einer unabhängigen Berichterstattung angewendet [1], [2], [3].

 Übereinstimmung von planmässigen und effektiven Abmessungen. Diese wurde vor allem bei denjenigen Brückenträgern überprüft und ausgewertet, die anschliessend für Bruchversuche verwendeten wurden.

## Korrosionsschäden an Spanngliedern

Wie aus **Bild 1** ersichtlich ist, bestanden 52% der erfassten Objekte mit 70% der Fläche aus Spannbeton. Der Zustand der Spannglieder wurde routinemässig erhoben und beurteilt bezüglich der drei Komponenten Verankerungsbereich (Anker und Endbereiche der Litzen bzw. Drähte), Hüllrohr und Spannstahl. Bei Abbrüchen mit Zerstörung des Betongefüges vor Ort geschah dies durch Beobachtung während des Abbruchvorgangs (Bild 5). Dort wo Brückenteile zersägt wurden, konnten die Schnittflächen nachträglich einer detaillierten Inspektion unterzogen werden; allerdings fehlen dann in der Regel Aussagen über die Verankerungen (Bild 6).

Die vorgefundenen Korrosionsangriffe konnten jeweils gut erklärt werden. Nicht in allen Fällen war klar, ob die Korrosion bereits vor dem Einbau der Spannglieder ins Tragwerk oder erst in der Betriebsphase aufgetreten war. In der • Coincidence of planned and effective dimensions. These were primarily checked and interpreted for those girders that were subject to subsequent failure tests.

# Corrosion damage to post-tensioning tendons

As shown in figure 1 52% of the covered objects with 70% of the bridge surface consisted of prestressed concrete. As a matter of routine the condition of the tendons was surveyed and assessed concerning the three components anchorage (anchor and end region of strands or wires), duct and prestressing steel (stands or wires). For demolitions with insitu destruction of the concrete this happened by observation during the procedure (figure 5).

In cases, where bridge elements were sawn into pieces, the cutting areas became subject of a later detailed examination, but findings on anchorages are normally lacking (figure 6).

The corrosion attack come upon could be explained satisfyingly in each case. It was not always clear, however, whether corrosion had occurred already prior to mounting of the tendons to the structu-



Abbruch durch Abtragen mit Hydraulikhammer Demolition by removal with hydraulic hammer



6 Zusta

Zustandserfassung nach Zersägen in transportierbare Stücke Condition survey after sawing into transportable pieces

Regel waren Chloride im Spiel, deren Ausbreitungsweg vom Verkehrsraum über ungünstige konstruktive Details, fehlende oder mangelnde Abdichtungen und undichten Überdeckungsbeton bis zum jeweiligen Korrosionsherd verfolgt werden konnte.

Korrodierende Verankerungen traten insbesondere dann auf, wenn nebst fehlender oder undichter Abdichtung im Verankerungsbereich der Nischenbeton der beweglichen Verankerungen von schlechter Qualität war **(Bild 7)**.

Ähnliches passierte, wenn die Injektion im Verankerungsbereich schlecht war. In solchen Fällen korrodierten nicht nur Ankerplatten und Trompeten, sondern je nach System auch die Draht- oder Litzenenden.

Bei den Metallhüllrohren wurde nicht nur Korrosion festgestellt, sondern auch Dellen, die von unsorgfältiger Behandlung beim Verlegen zeugten.

Kunststoffhüllrohre wurden bereits in den frühen Siebzigerjahren jedoch eher aus Kosten- als aus Qualitätsgründen eingesetzt. Sie verhielten sich grundsätzlich gut, sofern sie nicht infolge zu geringer Wandstärke in der Bauphase durch reibende Litzen perforiert worden waren. Mangelnde seitliche Überdeckung führte zu Längsrissen im Überdeckungsbeton, die jedoch bei intaktem Hüllrohr kein Problem darstellen. re or only during use. As a rule chlorides were present, the path of which could be traced from the traffic space to the respective focus of corrosion due to unfavorable detailing, lacking or improper sealing and leaky cover concrete.

Corrosion at anchorages occurred when besides lacking or leaking sealing the concrete of the recesses was of bad quality (figure 7). A similar case occurred when anchorage zones were inadequately grouted. In those cases not only anchorage plates and sleeves corroded but also the end regions of the strands or wires.

For metallic ducts not only corrosion was reported but also dints originating from not careful handling during placing of the ducts.

Ducts out of polyethylene were already used in the early seventies, but rather for economical than quality reasons. In principle they behaved well unless due to minor thickness they were perforated by rubbing strands already in the construction stage. Lacking lateral cover led to cracks along the ducts in the cover concrete not causing a problem as long as the duct itself remained intact. Apart from anchorages prestressed steel corroded only when all four barriers (sealing, concrete cover, duct, and grout) had failed. An increased thread to the prestressing steel by both leaking ducts and improper grouting exists in all places where prestressing tendons are used to tie prefabricated elements and therefore intentionally cross element joints. Respective faults were found at beam joints on piers and in midfield as well as at joints of V-shaped columns and adjacent girders. For steep tendons like they are used in the ties of V-shaped columns of frame bridges already an admissible sedimentation of the grout leads to ungrouted regions with an extension that cannot be tolerated (figure 8).

The Freyssinet system P 50, not used anymore since the sixties, turned out to be fault-prone with respect to grouting (figure 9).

The guiding spirals in the interior were not able to guarantee the intended equal distribution of the wires along the circumference but in fact caused an obstacle to grou-



Korrodierte Spanndrahtenden infolge schlechten Nischenbetons Corroded ends of prestressing steel due to bad concrete in the recess 21

Forschung, Entwicklung und Normen Abseits der Endverankerungen war der Spannstahl nur dort korrodiert, wo alle vier Barrieren (Abdichtung, Überdeckung, Hüllrohr, Injektionsgut) versagt hatten.

Eine erhöhte Gefährdung des Spannstahls sowohl durch undichte Hüllrohre als auch durch einen schlechten Verfüllungsgrad ist überall dort gegeben, wo Spannglieder zur Verbindung vorfabrizierter Teile dienen und damit zwangsläufig Elementfugen durchdringen. Diesbezügliche Mängel wurden festgestellt sowohl bei der Verbindung von Trägern über Stützen und im Feld als auch zwischen Zugstützen von V-Stielbrücken und deren Fahrbahnträger. Bei steil geführten Spanngliedern, wie sie bei Zugstützen vorliegen, führt bereits ein zulässiges Absetzmass des Injektionsmörtels zu nicht injizierten Bereichen mit Ausmassen, die nicht tolerierbar sind (Bild 8). Als bezüglich Injektionen fehleranfällig hat sich das seit den Sechzigerjahren nicht mehr verwendete System Freyssinet Typ P 50 erwiesen (Bild 9). Die Innenspiralen garantierten die beabsichtigte gleichmässige Verteilung der Spanndrähte über den Umfang nicht, sondern stellten vielmehr Hindernisse für die Iniektion dar. Bei solchen Konstellationen korrodierten die Spanndrähte auch ohne wesentlichen Chlorideintrag, jedoch nicht wenn sie trokken blieben.

Die Erkenntnisse aus Abbruchobjekten flossen auch in [4], [5] und [6] ein.

## Resultate

Die heute noch gebräuchlichen Spannsysteme haben sich bewährt. Mit Korrosion des Spannstahls muss jedoch in den Fällen gerechnet werden, in welchen alle Barrieren gegenüber Chloriden aus dem Strassenraum versagen. Im Einzelnen sind dies:

 Ungenügende oder ungenügend entwässerte Abdichtung der Brückenoberfläche, insbesondere im Bereich der Verankerungen, Kupplungen, Arbeitsfugen und Hochpunkte.



Anschluss der Zugstütze einer V-Stielbrücke mit Injektionsmangel und korrodierten Spanndrähten Connection of the tie of a V-shaped column to the girder with lack of grouting and corroded prestressing wires

- Schlechter oder durchlässiger Überdeckungsbeton, insbesondere in Spannischen.
- Hüllrohre mit ungenügender Wandstärke oder mit Dellen aus dem Einbauvorgang.
- Korrodierte Hüllrohre.
- Schlechte Bedingungen für eine einwandfreie Injektion.
- Steile, nicht nachinjizierte Spannglieder oder Spanngliedabschnitte, wie sie beispielsweise in Zugstützen von V-Stielbrücken vorkommen.

Korrosion an schlaffer Bewehrung ist ein Indiz für Schäden an weiter innen liegenden Spanngliedern. An Verankerungen tritt Korrosion häufiger auf als an Spanndrähten. Bei guter Injektion beschränkt sie sich jedoch auf die Ankerplatten und die Endbereiche der Drähte bzw. Litzen.

#### Weitere Erkenntnisse

Das Forschungsprojekt ergab weitere Erkenntnisse, insbesondere einen umfassenden Überblick über die Vor- und Nachteile der denkbaren Abbruchverfahren unter Verkehr und ihre Eignung für gleichzeitige Zustandserfassung sowie Überlegungen zur Archivierung von Unterlagen der abgebrochenen Brücken.

## Folgerungen

Die Untersuchungen bestätigen weitgehend die Entwicklung des Brückenbaus mit Spannbeton, wie sie seit der Erstellung der abgebrochenen Objekte verlaufen ist, nämlich einen optimalen Schutz der Tragkonstruktion und insbesondere des Spannstahls vor den chloridbelasteten Abwässern des Strassenraums durch mehrere Barrieren:

- eine hochwertige Abdichtung mit genügend Gefälle
- eine genügende Bewehrungsüberdeckung mit dichtem Überdeckungsbeton
- dichte Hüllrohre
- eine sorgfältige Injektion der Spannglieder.

Vorläufige Berichte sind in [7] und [8] publiziert; der Schlussbericht des Projekts ist in Vorbereitung und wird demnächst erscheinen.

#### Autor / Author

Thomas Vogel Prof., dipl. Bauing. ETH Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich CH-8039 Zürich vogel@ibk.baug.ethz.ch

#### Referenzen / References

[1] V. Bujard, S.F. Bailey, E. Brühwiler, C. Bruneau, E. Scheller; Applicabilité de la méthode Impact-Echo – Anwendbarkeit der zerstörungsfreien Prüfmethode Impact-Echo, FA 85/97 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 550, Février 2001, 61 pp.

[2] J. Hugenschmidt; Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken, FA AGB 2000/553 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 582, März 2005, 163 pp.

[3] O. Huth, G. Feltrin; Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer Spannbetonbrücke, Tagungsband Aktuelle Probleme der Brückendynamik, D-A-CH Tagung 2003, Dokumentation SIA D 0198, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein Zürich, pp. 43-50 und Der Bauingenieur 5/2005, pp. 16-24.

[4] F. Hunkeler, H. Ungricht und P. Matt; Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Bodenund Felsankern; FA 86 / 95 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 534, Dezember 1998, 107 pp.

[5] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt und R. Werner; Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, FA AGB 2000 / 470 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 588, August 2005, 290 pp.

[6] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt und R. Werner; Erkenntnisse aus Korrossionsschäden an Spanngliedern, Schrägseilen und Ankern, fib-CH Publikation, fib-Kongress Naples 2006, pp 49-55
[7] T. Vogel; Condition Assessment of Concrete Bridges during Demolition, Proceedings and CD-ROM, fib-Symposium ,Concrete and the Environment', Berlin 2001, 3-5 October, pp. 133-134.
[8] T. Vogel; Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch – Erkenntnisse für Neubau und Erhaltung, Bauingenieur, Band 77, Dezember 2002, pp. 559–567.

ting. For this configuration prestressing wires corroded already without a substantial insertion of chlorides unless they remained completely dry.

The findings from demolished bridges were also incorporated in [4], [5] and [6].

#### Results

The post-tensioning systems used up to the present stand the test of time. Corrosion may occur, however, in cases where all barriers to the chlorides originating from the traffic space fail. In detail these are:

- Improper or improperly drained sealing of the bridge surface, especially in the regions of anchorages, couplers, construction joints and vents.
- Bad or leaky cover concrete, especially in recesses of stressing anchorages.
- Ducts with inadequate thickness or with dints originating from placing and concreting.
- Corroded ducts.
- Bad conditions for proper grouting.
- Steep tendons or tendon pieces that have not been grouted in two steps, as they occur for instance in prestressed ties of V-shaped columns of frame bridges.

Corrosion at mild steel is an indication for damages of tendons placed more distant from the surface. At anchorages corrosion is more frequent than along the tendons between them. With proper grouting, however, it is restricted to the anchorage plates and the end regions of strands and wires, respectively.

## Further insights

The research project provided further insights, among others a comprehensive overview on pros and cons of possible demolition techniques under traffic and their suitability for simultaneous condition survey as well as considerations on the archival storage of documents of demolished bridges.

#### Conclusions

The investigations confirmed to a large extend the development of bridge design with prestressed concrete, as it has continued since the execution of the objects now demolished, namely an optimal protection of the structure and especially the prestressing steel from chloride charged sewage from the traffic space by several barriers:

- a high-quality sealing with a sufficient gradient
- an adequate cover of the reinforcement with a dense cover concrete
- dense ducts
- a careful grouting of the tendons.

Preliminary reports are published in [7] and [8]; the final report of the project is in the editing phase and close to publishing.



Post-tensioning tendon Freyssinet type P 50

Considérations sur l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes Considerations on soil-structure interaction in the field of cut-and-cover tunnels

# Sylvain Plumey, Aurelio Muttoni

#### Introduction

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui en facilite grandement l'analyse, tout en permettant généralement d'atteindre les buts visés. Dans certains cas cependant, l'interaction solstructure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore alors sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées. Les tranchées couvertes ou tunnels exécutés à ciel ouvert entrent dans cette catégorie.

L'objectif de cette communication est de mettre en évidence l'existence de différents régimes de comportement pour ce type d'ouvrages et de discuter leurs effets sur la conception de la structure.

Dans le cas des tranchées couvertes, le sol et la structure participent simultanément à la reprise des charges appliquées et forment du point de vue structural un système hyperstatique. A la ruine, la contribution du sol se traduit habituellement par la création d'arcs de décharge qui soulagent la structure. La **figure 1** présente les mécanismes de rupture principaux envisageables pour les tranchées couvertes de type cadre et voûte ainsi que les arcs de décharge associés.

## Approche adoptée

La démarche choisie pour déterminer la contribution relative du sol et de la structure consiste à évaluer leür comportement séparément, de manière similaire à la méthode convergence-confinement développée dès les années 1970 pour le prédimensionnement des soutènements des tunnels excavés [1-3]. Les mécanismes de rupture de la figure 1 peuvent être décrits par un déplacement caractéristique w et par des forces H, appelées poussées généralisées, qui résument en une valeur unique la résistance de la structure selon le mode de rupture admis.

Le comportement du sol est d'abord étudié en remplaçant la structure par une structure auxiliaire instable correspondant au mécanisme admis mais stabilisée par la poussée généralisée H. A l'aide d'un logiciel adapté (par exemple Z-soil, [4]), il est alors possible de déterminer la courbe caractéristique du sol qui décrit la relation entre la poussée généralisée H et le déplacement caractéristique w.

Le comportement de la structure est ensuite évalué en appliquant progressivement la poussée généralisée à la structure. On obtient ainsi la courbe caractéristique de la structure qui exprime sa réponse sous l'action du sol, représentée par la poussée généralisée.

La position d'équilibre du système complet peut finalement être déterminée graphiquement sur la base d'un critère de compatibilité cinématique. L'équilibre du système correspond au point d'intersection entre les courbes caractéristiques du sol et de la structure.

Cette approche est utilisée ci-dessous pour étudier deux exemples représentatifs des régimes de comportement rencontrés en pratique.

## Introduction

For most structures in civil engineering, the behaviours of the soil and of the structure can be investigated independently, which makes simplifies the analysis easier, while generally giving satisfactory results. In certain cases, however, the interaction between soil and structure becomes is much more important and can significantly influence the structural design. A proper consideration of the combined behaviour of soil and structure improves appreciably the structural design. On the other hand, a misinterpretation of this interaction can lead to a bad solution. Cut-andcover tunnels are an example of this categorya case in point.

The objective of this paper is to emphasize the existence of various modes of behaviour and to discuss their effects on the structural design.

In the case of cut-and-cover tunnels, soil and structure both carry the applied loads. From a structural point of view, they form an statically-indeterminate system. At the ultimate limit state, the contribution of the soil normally leads to unloading archesing action which that help is favourable for the structure. **Figure 1** shows the main failure mechanisms for frame-shaped and arch arch-shaped cut-and-cover tunnels with the associated unloading arches in the soil.

## Approach

The approach chosen to determine the relative contribution of the soil and of the structure is based on a separate evaluation of their behaviours, similarly to the convergence-confinement method developed in the 1970's for the design of supporting structures of driven tunnels [1-3].

The failure mechanisms of **figure 1** can be characterized by a characteristic displacement w and by forces H, called generalized pressu-



Mécanismes de rupture principaux pour les tranchées couvertes de type cadre et voûte avec les arcs de décharges (en bleu), le déplacement caractéristique w et la poussée généralisée H associés. Main failure mechanisms for frame and arch shaped cut-and-cover tunnels with the associated unloading arches (in blue), characteristic displacement w and generalized pressure H

## **Exemple 1**:

paroi latérale d'un cadre (stade de construction)

On considère tout d'abord le cas d'une tranchée couverte de type cadre en stade de construction alors que le remblai atteint le sommet des parois latérales. La situation, le mécanisme de rupture et les valeurs caractéristiques sont représentés à la **figure 1a**.

La figure 2a montre la courbe caractéristique du sol (1) calculée selon l'approche décrite ci-dessus. Cette courbe comporte deux phases distinctes correspondant respectivement aux régimes élastique (2) et plastique du sol (3), modélisé par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. A noter que le plateau plastique correspond à une poussée généralisée plus faible que celle obtenue sous l'hypothèse d'une répartition linéaire des poussées actives calculées selon Rankine (4) et souvent res, which summarize represent in a single value the resistance of the structure under the chosen failure mode.

The behaviour of the soil is first studied by replacing the structure by an auxiliary unstable structure according to the assumed failure mechanism but stabilized by the generalized pressure H. By means of an adequatesuitable software (for instance Z-soil, [4]), it is then possible to compute the characteristic curve of the soil which describes the relationship between the generalized pressure H and the characteristic displacement w.

In a second phase, the behaviour of the structure is evaluated by progressively applying the generalized pressure to the structure. The so-obtained characteristic curve of the structure represents the response of the structure to the action of the soil, represented by the generalized pressure.

The position of equilibrium position of the complete system can finally be determined graphically based onusing a kinematical compatibility criterion. The equilibrium of the system corresponds to the intersection of the two characteristic curves.

This approach is used in the following to study two examples representative of the modes of behaviour encountered in practice.

## Example 1:

#### side wall of a frame (in the construction stage)

A frame frame-shaped cut-andcover tunnel is first considered in its construction stage when the backfill reaches the top of the side walls. The situation, the failure mechanism and the characteristic values are represented in **figure 1a** 

**Figure 2a** shows the characteristic curve of the soil (1) calculated according to the approach described above. This curve comprises two distinct phases corresponding respectively to the soil's elastic (2) and plastic state (3) states, modelled by a Mohr-Coulomb yield crite-



Characteristic curves of a) the soil and of b) the structure Courbes caractéristiques a) du sol et b) de la structure

Forschung, Entwicklung

admise aujourd'hui [5-6]. Cet effet traduit la création d'arcs de décharge dans le sol qui soulagent la structure (voir figure 1a).

La figure 2b présente la courbe caractéristique de la paroi (6), calculée en considérant la fissuration du béton et la plastification de l'armature, ainsi que la position d'équilibre du système à l'état limite de service (O). La même démarche peut être appliquée avec des propriétés de dimensionnement pour la structure (7) et pour le sol (8). On obtient ainsi la position d'équilibre à l'état limite ultime (P).

On constate que pour un tel cas le régime plastique du sol est activé pour de très petites déformations compatibles avec la structure. Il est donc possible de dimensionner la structure par une analyse classique en considérant le sol comme une charge appliquée. La valeur de cette charge, indépendante du comportement de la structure, est définie par le plateau plastique. Le dimensionnement de la paroi se fait par le choix de l'épaisseur et du taux d'armature nécessaires pour remplir les exigences d'aptitude au service et de sécurité structurale.

## Exemple 2:

#### voûte sous chargement symétrique (stade définitif)

On considère maintenant le cas d'une voûte supportant une couverture de terre importante. La situation, le mécanisme de rupture et les valeurs caractéristiques sont représentés à la figure 1f.

La courbe caractéristique du sol donnée à la figure 3a (1) montre que dans un tel cas la phase quasiélastique (2) est beaucoup plus importante que dans la situation précédente. Des déplacements considérables sont en effet nécessaires pour activer toute la résistance offerte par le sol (3). La figure 3b présente la courbe caractéristique d'une structure (4) avec ses différentes phases de comportement (A: fissuration, B, C et D: formation des rotules plastiques selon

rion. It can be noted is seen that the plastic plateau corresponds to a lower generalized pressure than the one obtained under the assumptioning of linear active pressures calculated according to Rankine (4) and often assumed in practice [5-6]. This effect corresponds to the development of unloading arches in the soil mass that help the structure (see figure 1a).

Figure 2b shows the characteristic curve of the wall (6), obtained considering cracking of concrete and yielding of steel reinforcement in reinforced concrete, and the position of equilibrium position at the serviceability limit state (O). The same approach can be applied with the design values of the structure (7) and the soil (8). The position of equilibrium position at the ultimate limit state is then obtained (P).

In such a case, the plastic state of the soil is activated for very small deformations that are compatible with the structure. It is thus possible to dimension the structure following a classical approach which considers the soil as an applied load. The value of this load, independently of the behaviour of the structure, corresponds to the plastic plateau. The wall can be designed by choosing the thickness and the reinforcement ratio necessary to fulfil the serviceability and ultimate limit states requirements

#### Example 2:

## arch under symmetrical loads (final stage)

An arch supporting a high earth cover is now considered. The situation, the failure mechanism and the characteristic values are represented in figure 1f.

The characteristic curve of the soil given in figure 3a (1) shows that the quasi-elastic phase (2) is much more important in such a case than in the preceding example. Considerable displacements are

la **figure 3c)**. L'équilibre est atteint dans ce cas alors que le sol est encore en stade élastique (O).

Dans un tel cas, la conception de la structure répond à des règles très différentes de celles de l'exemple 1. La **figure 4** confronte différentes conceptions possibles. Les courbes 2, 3 et 4 représentent l'influence de la rigidité de la structure par le biais d'épaisseurs différentes alors que les courbes 4 et 5 indiquent l'influence de l'armature.

On constate qu'une augmentation de l'épaisseur de la voûte n'est pas nécessairement bénéfique à la structure. Elle conduit en effet à une augmentation importante des sollicitations (courbes 2, 3 et 4). La marge de sécurité n'est donc pas forcément augmentée. Une voûte souple constitue en fait une alternative mieux adaptée au comportement et plus économique qu'une voûte rigide.

Cette situation, qui peut paraître surprenante, s'apparente à celle rencontrée lors du dimensionnement des piles d'un pont fixe. Dans ce cas, le dimensionnement est habituellement dicté par le comportement des piles à l'état de service sous déformations imposées. Celui-ci est influencé principalement par la rigidité des piles et non par leur résistance. Des tendances similaires sont observées dans le cas traité puisque la modification de l'armature dans la voûte ne modifie que peu l'état d'équilibre (courbes 4 et 5).

Le dimensionnement de ce type de structures est donc gouverné par un critère d'aptitude au service et il convient de choisir l'épaisseur de la voûte en fonction du comportement du sol dans sa phase élastique. La rigidité du sol ou plutôt sa rigidité relative par rapport à celle de la structure s'avère déterminante.

Contrairement à l'exemple 1, l'interaction sol-structure joue donc un rôle prépondérant et une analyse couplée est nécessaire.

A noter que la sécurité structurale est normalement assurée si les

indeed required in order to activate the total resistance offered by the soil mass (3). Figure 3b shows the characteristic curve of the structure (4) with its various behaviour phases (A: cracking, B, C and D: development of plastic hinges according to figure 3c). In this case, equilibrium is reached while the soil is still in its elastic state (O). In such a case, the structural design responds to very different rules from those of example 1. Figure 4 compares different possible designs. Curves 2, 3 and 4 represent the influence of the stiffness of the structure for different wall thicknesses, while curves 4 and 5 shows the influence of the amount of steel reinforcement.

An increase of the arch thickness is not necessarily beneficial to the structure. It leads indeed to an important increase of the action effects (curves 2, 3 and 4). Thus, the safety margin does not necessarily increase. A flexible arch constitutes in fact an alternative better suited to the behaviour and more economical than a stiff arch. This situation, which might be surprising, is similar to the one encountered when designing piers of a fixed bridge. In this case, the design is usually governed by the behaviour of the piers at the serviceability limit state under imposed deformations, mainly influenced by the piers' stiffness and hardly by their strength. Similar trends are observed in the studied caseexample, because the modification of the reinforcement hardly affects the state of equilibrium (curves 4 and 5).

The design of this type of structures is thus governed by a serviceability limit state criterion. The thickness of the structure should be chosen accordingly to the soil's elastic state. The soil stiffness or



Courbes caractéristiques a) du sol et b) de la structure et c) position des rotules plastiques. Characteristic curves for a) the soil b) the structure and c) location of the plastic hinges.



Influence du comportement de la structure sur les sollicitations à l'équilibre

Influence of the behaviour of the structure on the action effects at equilibrium

effets du 2ème ordre ne deviennent pas prépondérants et pour autant que la structure offre une ductilité suffisante pour développer toute sa résistance à la ruine.

#### Conclusions

L'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes peut être abordée selon une approche découplée qui consiste à déterminer les courbes caractéristiques du sol et de la structure puis à chercher graphiquement l'équilibre du système par un critère de compatibilité cinématique. Cette approche permet d'expliquer les phénomènes et d'évaluer l'influence des divers paramètres. Deux régimes de comportement peuvent être mis en évidence en fonction des déformations nécessaires pour activer l'état plastique dans le massif:

- si des faibles déformations suffisent à activer l'état plastique, le sol peut être considéré comme une charge appliquée et la structure peut être dimensionnée selon une démarche classique,
- si des grandes déformations sont nécessaires pour activer l'état plastique, le comportement du système s'apparente à un cas de déformations imposées. L'interaction sol-structure doit alors être considérée en détails.

La conception de ce type de structures passe en premier lieu par l'identification du régime déterminant valable pour le cas considéré, puis par le choix d'une solution structurale adaptée. rather its relative stiffness compared to that of the structure stiffness proves to be determining. Contrary In contrast to example 1, soil-structure interaction thus plays a predominant role and a coupled analysis is necessary. It should be noted that the structural safety is normally ensured if second order effects do not controlare unimportant and if the ductility of the structure is sufficient to develop its complete strength at collapse.

## **Conclusions**

Soil-structure interaction in the field of cut-and-cover tunnels can be studied by an uncoupled approach by determining independently the characteristic curves of the soil and of the structure, and then by graphically finding the position of equilibrium of the system based on a kinematical compatibility criterion. This approach allows one to explain the phenomena and to evaluate the influence of the various parameters. Two modes of behaviour can be emphasized according to the deformation required to activate the plastic state in the soil mass:

- if small deformation are sufficient to activate the plastic state, the soil can be considered as an applied load and the structure can be designed using a classical approach,
- if large deformations are necessary to develop the plastic state, the system is similar to a case of imposed deformations. The interaction between soil and structure must then be considered in detailtaken into consideration.

Identification of the controlling mode is the first step in designing this type of structures. It then allows one to choose a well suitedable structural solution.

#### **Références / References**

[1] AFTES. Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement. Tunnels et Ouvrages souterrains 32, 1979

[2] AFTES. Recommandations pour l'emploi de la méthode convergenceconfinement. Tunnels et Ouvrages souterrains 59, 1983, pp. 218-238

[3] Panet M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1995

[4] Zace Service SA. Z-soil.

PC user manual, 2003

[5] Vollenweider U., Pralong J. Calcul et dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert. Office fédéral des routes, 1998

[6] Craig R.F. Soil Mechanics. Van Nostrand Reinhold Compagny Ltd, 1974, pp. 119-129 et 131-132 Acknowledgments

The research project currently under way at EPFL (IS-BETON, LMS, LMR, LSC) is supported by the Swiss Federal Road Authority (ASTRA / FEDRO).

Auteurs / Authors

#### Sylvain Plumey EPFL IS BETON Station 18 CH-1015 Lausanne Sylvain.Plumey@epfl.ch

Aurelio Muttoni Prof. Dr. EPFL IS BETON Station 18 CH-1015 Lausanne aurelio.muttoni@epfl.ch

## René Suter



1

Essais de charge sur des voussoirs de tunnel Bending tests on tunnel segment

## Mandat d'étude

Dans le cadre des aménagements ferroviaires en Suisse, la société des Chemins de Fer Fédéraux (CFF) a réalisé, sur la ligne Berne - Zürich, le tunnel du Oenzberg. A son extrémité Est, ce tunnel croise, sur une distance de 80 m environ, un autre tunnel. La proximité des deux ouvrages provoque des sollicitations supplémentaires dans les voussoirs préfabriqués et, particulièrement, dans les joints entre les voussoirs. Il s'avérait donc nécessaire de procéder à un renforcement des voussoirs dans la zone de croisement des deux tunnels [1].

Différentes solutions de renforcement furent étudiées et, après de nombreuses discussions, l'utilisation d'un béton à fibres métalliques du type Dramix fût envisagée. Ajoutées dans des proportions adéquates, les fibres métalliques augmentent la résistance à la traction du béton et améliorent la ductilité de l'élément de construction. En outre, les fibres peuvent éviter la mise en place fastidieuse d'une armature compliquée aux joints et contribuent ainsi à l'économie de la construction.

## Mandate

The Oenzberg Tunnel, on the main line between Berne and Zurich, was built by the Swiss Federal Railway (CFF) within the scope of the development of railway infrastructure in Switzerland. At a distance of approximately 80 m from its east end, this tunnel crosses another tunnel. The proximity of the two tunnel structures caused additional loads to be imposed on the prefabricated concrete tunnel lining and, in particular, on the joints between the precast lining segments. It was thus necessary to reinforce these segments in the zone where the two tunnels crossed [1].

Various reinforcement solutions were studied and, after numerous discussions, the use of concrete reinforced with steel fibres Dramix was considered. Added in correct proportions, steel fibres can increase the tensile strength of concrete and improve the ductility of concrete structural elements. Moreover, these fibres, it was thought, could eliminate the need for a labour-intensive installation of complicated reinforcement cages near the joints and thus contribute to the overall economy of construction.

To study the behaviour of the steel fibres and their effectiveness in the reinforcement of the tunnel lining segments, the CFF commissioned the University of Applied Sciences, Fribourg (EIA-FR), with a comparative experimental study. Three alternative reinforcement solutions were selected for this comparison:

- concrete reinforced with steel reinforcing bars,
- concrete reinforced with 60 kg/m<sup>3</sup> of steel fibres,
- a mixed solution with steel reinforcing bars and 30 kg/m<sup>3</sup> of steel fibres.

These three solutions were the subject of an experimental programme (see figure 1) which included,



Forschung, Entwicklung





Elevation



Coupe



Essais de joints longitudinaux Tests on longitudinal joints

Elevation Coupe



Essais de poinçonnement des joints Joint bearing strength tests Pour étudier le comportement de fibres métalliques et leur efficacité dans le renforcement des voussoirs, la société des CFF a mandaté l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg (EIA-FR) de procéder à une étude expérimentale comparative. Trois solutions constructives de renforcement furent sélectionnées pour cette comparaison:

- solution en béton armé, avec renforcement de l'armature,
- béton renforcé de fibres métalliques, à titre de 60 kg/m<sup>3</sup>,
- béton à armature mixte, avec des barres d'armature et des
- fibres métalliques, à titre de 30 kg/m<sup>3</sup>.

Ces trois solutions furent soumises à un programme expérimental (figure 1) qui comprenait, d'une part, une étude sur les joints entre voussoirs et, d'autre part, des essais sur des voussoirs de tunnel entiers.

## Joints entre voussoirs préfabriqués

## Sollicitations des joints

Dans la construction de tunnels à l'aide de voussoirs préfabriqués, une attention particulière doit être apportée à la conception des joints (figure 2). Ces derniers sont en effet fortement sollicités, et l'éclatement du béton d'un joint peut compromettre la stabilité de la voûte [2]. Pour les joints transversaux, ce sont les sollicitations du tunnelier s'appuyant sur les voussoirs en place qui exercent une pression élevée. Pour les joints longitudinaux, les sollicitations proviennent de la roche et, dans le cas particulier du tunnel du Oenzberg, d'un autre tunnel à faible recouvrement.

on the one hand, a study on the joints between the tunnel lining segments and, on the other hand, tests on whole tunnel lining segments.

## Joints between prefabricated tunnel lining segments

#### Loading of joints

In the construction of tunnels using prefabricated tunnel lining segments, detailed attention must be given to the design of the joints (figure 2). These joints are indeed strongly stressed, and the failure of the concrete at a joint can significantly compromise the stability of such structures [2]. For the transverse joints, the imposed loading includes loads introduced by the tunnelling machine, which has to be supported, and thus imposes load on the lining elements already in place. For the longitudinal joints, the loading comes primarily from the surrounding rock and, in the particular case of the Oenzberg Tunnel, from a nearby tunnel with a weaker lining.

## **Experimental studies**

To analyze their resistance to concentrated loads, compression tests were carried out on the transverse and longitudinal joints. These tests were conducted on full-scale structural elements, cut out from precast tunnel lining segments produced on the Oenzberg Tunnel construction site.

For the transverse joint tests, the line load between two adjacent lining elements acts on a flat contact surface with a width of 200 mm (figure 3). For the longitudinal joints the load is applied through a circular area. In order to stabilize the two curved lining elements, metal supports were placed on both sides. The curvatures of the two elements were reversed to limit the load eccentricity (figure 4).

#### **Etudes expérimentales**

Pour analyser la résistance aux efforts concentrés, des essais de compression sont effectuées sur les joints transversaux et longitudinaux. Les essais portent sur des éléments de structure en vraie grandeur, découpés dans des voussoirs produits sur le chantier du tunnel du Oenzberg.

Pour les essais de joints transversaux, la charge linéaire entre les deux éléments de vousssoirs superposés agit sur une surface de contact plane d'une largeur de 200 mm (figure 3).

Pour les joints longitudinaux, la charge linéaire est appliquée au travers d'une surface arrondie. Afin de stabiliser les deux éléments superposés, des profilés métalliques sont disposés de part et d'autre. La courbure des deux éléments est inversée pour limiter l'excentricité de la charge (figure 4).

En outre, des essais de poinçonnement sont réalisés, sur des joints tranversaux, à l'aide d'une charge linéaire appliquée au moyen d'une plaque en acier d'une largeur de 60 mm respectivement 100 mm (figure 5).

#### Résultats des essais

En comparant les différentes solutions constructives (figure 6) on constate que les paramètres d'essais des différents joints de voussoirs ne modifient que peu leur comportement sous sollicitation. En effet, la mise en place de fibres





7

Specimen and test frame

force-déformation des joints transversaux Load vs. deflection diagram for transverse joints

métalliques, seules ou combinées avec une armature traditionnelle, permet d'atteindre une charge maximale presque identique. Pour les joints longitudinaux, la forme arrondie empêche la mise en place d'une armature efficace. Il se trouve alors une grande zone de béton sans renforcement. Les fibres métalliques permettent ainsi de renforcer la rotule, leur donnant une résistance supérieure, couplée à un comportement ductile. En effet, les mouvements de la roche peuvent imposer des déplacements à la voûte; une bonne reprise de ces déformations s'avère donc indipensable.

## Eléments de voussoirs préfabriques

## Dimensionnement de voussoirs de tunnel

Pour le dimensionnement d'une structure en béton à fibres, on dispose actuellement de modèles théoriques fiables, lorsque les sollicitations se limitent à des moments de flexion et des efforts normaux [3, 4]. Ces modèles, et les simplifications admises dans leurs hypothèses de base, perdent en fiabilité



In addition, load-bearing tests were carried out on the transverse joints, using a line load applied by means of a steel plate, 60 mm to 100 mm in width (figure 5).

## Test results

In comparing the various alternative reinforcement solutions (figure 6), it can be seen that the test parameters for the various tunnel lining joints exert a relatively small influence on the behaviour under load. Indeed, the use of steel fibres, either alone or in combination with traditional reinforcing bars, makes it possible to reach an almost identical maximum load. For the longitudinal joints the round shape prevents the installation of an effective traditional reinforcing cage. This results in a large zone of unreinforced concrete. The steel fibres thus make it possible to reinforce these joints, giving them a higher resistance, coupled with a more ductile material behaviour. Indeed, movements of the surrounding rock can impose displacements on the arch structure; thus the capacity to withstand these displacements is favourable.

lorsque les éléments de structure et les sollicitations sont plus complexes. Il n'est donc pas évident de traiter un élément de structure sous forme de voûte, avec une armature mixte, (barres d'armatures et fibres métalliques), au moyen d'un modèle comportant de nombreuses hypothèses simplificatrices.

Il s'avérait donc nécessaire d'étudier le comportement de voussoirs entiers sous l'effet de sollicitations combinées.

#### **Etudes expérimentales**

Les essais de charge étaient effectués sur deux séries de 8 et de 6 voussoirs préfabriqués. Ces voussoirs de 5.40 m de long, 0.85 m de large et 0.30 m d'épaisseur provenaient des chantiers des tunnels du Oenzberg et du Islisberg.

Pour appliquer les différents types de sollicitation, un nouveau stand d'essais fût construit à l'EIA-FR (figure 1). Les éléments de voussoirs sont placés horizontalement sur le banc d'essai et chargés par des vérins hydrauliques verticaux. Les efforts normaux sont introduits aux extrémités par des tirants métalliques qui se mettent en tension progressivement en fonction des charges verticales appliquées (figure 7).

Les voussoirs en béton forment ainsi, avec le tirant métallique, un système statique interne d'arc sous-tendu; extérieurement, le système est celui d'une poutre simple sur deux appuis. De cette façon, l'élasticité variable de la roche est assimilée par la variation de la rigidité des tirants.

Pour cette étude expérimentale, les essais sont réalisés successivement avec des tirants métalliques de 32, 40, 63 mm de diamètre (figure 8).



# 8

Introduction et mesure des efforts normaux Load introduction and measurement of normal forces

## Prefabricated lining segments

Design of tunnel lining segments For the design of fibre-reinforced concrete structures theoretical models are available, which prove to be reliable provided the applied loads are limited to bending moments and axial forces [3,4]. These models, and the simplifications implicit in their basic assumptions, become less reliable however in cases where the structural elements and applied loading are more complex. The analysis of an arch structure, consisting of a mixture of reinforcing bars and fibre reinforcement, is thus not straightforward using such models, which involve many simplifying assumptions.

It was necessary therefore to study the behaviour of entire precast panel segments under a combination of imposed loads.

#### **Experimental studies**

These load tests were carried out on two series of 8 and 6 prefabricated tunnel lining segments. These segments, 5.40 m long, 0.85 m wide and 0.30 m thick, came from the construction sites of the Oenzberg and Islisberg Tunnels.

To apply the different types of loading a new test frame was built at the EIA-FR **figure 1**).

The tunnel lining segments are placed horizontally on the test frame and loaded by two vertical hydraulic jacks. Normal forces are introduced at the ends by metal rods, which are loaded gradually in tension as the vertical loads are applied (figure 7).

The concrete segments thus form, along with the metal tension rods, a tied arch internal structural system. Externally, the structural system is that of a simple beam on two supports. In this way the variable elasticity of the rock can be modelled by varying the rigidity of the ties.

For this experimental study the tests were carried out successively with metal ties 32, 40 and 63 mm in diameter (figure 8).



Déformations de la zone tendue (charge à 600 kN ; tirants de 63 mm) Tensile zone deformations (600 kN load; 63 mm dia. tension rods)

#### Résultats des essais

L'évolution des déformations verticales sous charges dépend fortement de la rigidité du système qui est dictée par le diamètre des tirants. Le type de voussoir n'influence que de peu les déformations verticales qui restent similaires pour les tirants de même diamètre. Pour les tirants de faible diamètre, les allongements de la face tendue se reportent, pour les voussoirs en béton armé et en béton à armature mixte, principalement sur deux fissures sous chacune des charges **(figure 9).** 

Pour les voussoirs renforcés uniquement par des fibres, l'ensemble des allongements relatifs se reporte sur une seule fissure qui augmente continuellement et peut ainsi compromettre la stabilité du voussoir. L'augmentation de diamètre des tirants et, par conséquent, de l'effort normal tend à diminuer l'ouverture des fissures. Une explication de ce phénomène est donnée par la théorie de St-Venant. Cette dernière précise que la zone de béton comprimée joue le rôle de frette pour le béton tendu, permettant ainsi de diminuer la distance entre les fissures et de limiter leur ouverture.

#### Test results

The development of the vertical deformations under load strongly depends on the stiffness of the system, which is dictated by the diameter of the tension rod. The precast lining segment type influences inappreciably the vertical deformations, which remain similar for different segment types tested with the same tie diameter. For the small diameter ties elongation of the tension face occurs. while for the traditional and mixed reinforced elements it is mainly at two crack locations, one under each point load (figure 9). For the elements reinforced by fibres only this elongation is concentrated at only one crack, which increases continuously and can thus endanger the stability of the segment. Increasing the diameter of the tie, and consequently the normal force, tends to decrease the crack opening size. An explanation of this phenomenon is given by St. Venant's theory, which suggests that the compressed concrete zone restrains the concrete in tension, making it possible to decrease the distance between the cracks, and thus limit their opening.

## Conclusions

Les essais sur des voussoirs préfabriqués en béton armé ou en béton à armature mixte (barres d'armature et fibres) ont confirmé un comportement satisfaisant sous l'effet de sollicitations combinées. Ils ont, en particulier, mis en évidence l'influence capitale de l'effort normal dans la section fléchie. Dans cette optique, le béton à fibres paraît particulièrement adapté pour des voussoirs de tunnel soumis à des efforts normaux élevés.

Les mesures et observations ont mis en évidence des insuffisances dans le comportement des voussoirs contenant uniquement des fibres qui ne peuvent pas remplacer totalement l'armature de flexion principale. Disposées de façon adéquate, les fibres métalliques donnent cependant de bons résultats en remplacement de l'armature «secondaire» (efforts de cisaillement, zones comprimées des joints).

Le modèle de calcul défini dans la recommandation suisse SIA 162/6 [6], permet de considérer une résistance à la traction post-fissuration. Pour les essais effectués à l'EIA-FR, les résistances à la flexion et à l'effort normal sont évaluées du côté de la sécurité.

Deux voussoirs étaient réalisés en béton autoplaçant (SCC), armé de fibres métalliques. Il s'agit là d'un mariage de deux technologies récentes dont l'intérêt pratique paraît évident. Il faut cependant souligner que le matériau devient de plus en plus pointu et exige de bonnes connaissances de la technologie du béton et de l'emploi des additions. Aussi, s'avère-t-il nécessaire de procéder à des essais préliminaires en respectant, autant que possible, les conditions de l'utilisation pratique.

#### Conculsions

The tests discussed here on reinforced concrete or prefabricated concrete tunnel lining segments with mixed reinforcement (reinforcing bars and steel fibres) confirmed their satisfactory behaviour under combined loading. In particular, they highlighted the importance of the normal force on the behaviour of sections loaded in bending. In this context, fibre reinforced concrete appears particularly well adapted to precast tunnel lining segments subjected to high normal forces.

Measurements and observations highlighted insufficiencies in the behaviour of the lining elements containing only fibres, which, it seems, cannot replace the bending reinforcement entirely. In sufficient quantities however the steel fibres give good results when replacing the «secondary» (shear, joint bearing) reinforcement.

The analytical model defined in the Swiss recommendation SIA 162/6 [6], makes it possible to consider post-cracking tensile strength. With this model the measured flexural and normal strengths of the specimens tested by the EIA-FR were conservatively estimated.

Two tunnel lining elements were made out of self-compacting concrete (SCC), reinforced with steel fibres. This constitutes a marriage of two recent technologies whose practical interest is obvious. It should however be stressed that the use of such materials requires greater precision and a good knowledge of concrete technology and the use of additives. It is also necessary to carry out preliminary tests taking into account, as far as possible, the conditions of application in practice.

#### Auteur / Author

#### René Suter

Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Friburg Bd de Pérolles 80 – Case postale 32 CH-1705 Fribourg rene.suter@hefr.ch

#### **Références / References**

 Suter René, Bergmeister Konrad; Tübbinge aus Stahlfaserbeton, Betonund Stahlbetonbau, Heft 11, 2004.
 Suter René, Buchs Patrick; Béton à fibres - Performances et perspectives, Documentation Journée d'étude SIA, Fribourq, 2004

[3] Beton-Kalender 2006, Holschemacher Klaus et al., -Faserbeton -Falkner Horst, Teusch Manfred, Stahlfaserbeton - Anwendungen und Richtlinie

[4] Pfyl Thomas; Tragverhalten von Stahlfaserbeton, Dissertation Nr. 15005, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, 2003.

**[5] Suter René, Buchs Patrick;** Steel fibre reinforcement for tunnels under severe geological conditions, IABSE Conference, Lisbon, 2005

[6] Recommandation SIA 162/6 Béton rénforcé de fibres métalliques, Zürich 1999

# Ezio Cadoni, Walter Amaro, Matteo Dotta, Carlo Albertini, Paolo Giorgetti

## Introduzione

Strutture particolari possono essere soggette ad impatti ed esplosioni che inducono nei materiali differenti velocità di deformazione. Esempi tipici d'impatto sono: la collisione di un veicolo o di uno scafo sulla pila o sulla sull'impalcato di un ponte, La collisione di una nave su una struttura offshore, un impatto di un aereo (dopo l'11 settembre anche per le strutture non nucleari), esplosioni vicino o all'interno di strutture, l'effetto di proiettili dovuti all'esplosioni di bombe ecc. L'intervallo di velocità di deformazione provocata da tali incidenti può essere molto vasto, tipicamente si va da ~10<sup>-2</sup> s<sup>-1</sup> per i terremoti a oltre 10<sup>2</sup> s<sup>-1</sup> per forti esplosioni.

La risposta strutturale a tali carichi dinamici accidentali è normalmente valutata mediante codici agli elementi finiti.



1

Vista del laboratorio DynaMat *Overview of DynaMat lab* 

L'accuratezza del progetto e della verifica delle strutture soggette a carichi d'impatto o per esplosioni dipende fortemente dalla precisione delle leggi costitutive descriventi la risposta del materiale. Da ciò segue l'importanza della misura con buona precisione delle proprietà meccaniche in dinamica per disporre di un accurato database per la calibrazione dei modelli di leggi costitutive implementati nei codici agli elementi finiti. Quindi sono di particolare importanza i risultati ad alta velocità di deformazione che possono essere ottenuti con apparecchiature capaci di misurare la propagazione dell'onda (masse cadenti, cannoni a gas, ecc.) come la ben nota tecnica delle barre di Hopkinson la guale ha mostrato risultati chiave nella caratterizzazione dei materiali.

## Il laboratorio DynaMat

Per contribuire al miglioramento delle possibilità di progetto e verifica di strutture soggette a carichi impulsivi presso la SUPSI (Scuola Universitaria Professionale della Svizzera Italiana) è stato sviluppato un nuovo ed innovativo laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione.

Nel laboratorio DynaMat è possibile misurare in modo preciso le curve sforzo-deformazione dei materiali in trazione, compressione e taglio mediante macchine di prova per un intervallo di velocità di deformazione (da  $10^{-6}$  a  $10^{5}$  s<sup>-1</sup>).

In particolare sono presenti le seguenti installazioni:

- 4 barre di Hopkinson modificate lunghe 15 m (1÷10000 s<sup>-1</sup>)
  - per calcestruzzi e rocce (diametro 60 mm)
  - per metalli
  - (diametro 10 e 12 mm) – per polimeri
    - (diametro 20 mm)

## Introduction

Some structures may be subjected to impact and blast loading that induces high strain rates in the materials. Typical impact examples are: collision of vehicles or vessels with bridge piers or superstructures, ship collision with offshore structures, aircraft crashes (after the 9/11 events also for non-nuclear structures), explosions near or inside structures, the effects of projectiles due to bomb explosion and so on. The range of strain rates, caused by such accidents, may be very large; typically from ~10<sup>-2</sup> s<sup>-1</sup> for earthquakes to >10<sup>2</sup> s<sup>-1</sup> for very strong explosions.

The structural response to accidental dynamic loading is normal*ly* evaluated by the Finite Element Method. The accuracy of design and the assessment of structures subjected to impact and blasting loading strongly depend on the adequacy of the constitutive law describing the material response. It follows that accurate measurement of the material's mechanical properties under dynamic loading is important in order to have at one's disposal a valid material database for the calibration of the constitutive material models implemented in FE codes. Thus, particular importance is attached to the results at high strain-rates obtained by means of devices able to measure wave propagation (falling mass, gas gun, etc.) such as the well known Hopkinson bar technique, which has produced key results in material characterization.

## DynaMat Laboratory

In order to contribute to improving the possibility to design and assess structures subjected to impulsive loading a new advanced laboratory for the mechanical characterization of materials at high strain rates (DynaMat) has been established at the University of Applied Sciences of Southern Switzerland in Lugano.

- 1 macchina idro-pneumatica (10<sup>-1</sup>÷50 s<sup>-1</sup>)
- 2 macchine universali per prove quasi-statiche
- Un sistema di registrazione di transienti dinamici (50 Msample/s)
- Un sistema di sensori di spostamento non a contatto
- Database per il comportamento dei materiali ad alta velocità di deformazione
- Software per la verifica strutturale ad impatto

La modifica innovativa della barra di Hopkinson, sviluppata al Centro Comune di Ricerca di Ispra, consiste nell'eseguire prove di impatto di precisione in trazione, compressione, flessione e taglio utilizzando lo stesso sistema di carico e la stessa strumentazione di misura. La principale modifica introdotta nella tradizionale barra di Hopkinson consiste nella sostituzione del proiettile, normalmente utilizzato per generare l'impulso di carico, con una barra di pretensione che è la continuazione della barra di ingresso. La barra di Hopkinson modificata consiste di due barre, rispettivamente incidente e trasmessa, con il provino inserito tra le due. Tendendo la barra di pretensione si immagazzina in essa dell'energia elastica. Al rilascio di questa energia (permesso dalla rottura di un elemento fragile nel sistema di blocco) è generata un'onda rettangolare con un brevissimo tempo di salita che si propaga nella barra incidente e nella trasmessa portando a rottura il campione di materiale. Questo impulso è un'onda piana monoassiale con una lunghezza d'onda molto lunga rispetto alle dimensioni trasversali della barra. Questo impulso non supera il limite elastico del materiale costituente la barra. L'impulso si propaga attraverso la barra incidente con una velocità Co dell'onda elastica e la forma rimane costante. Quando l'impulso incidente ( $\varepsilon_{\tau}$ ) raggiunge il provino, parte di esso ( $\epsilon_{R}$ ) e riflesso mentre un'al-

2 Strain-rate 10 s-1 Strain-rate 1 s-1 Curve sforzodeformazione Cube 60 mm side per calcestruzzo d<sub>max</sub> = 10 mm in regime di impatto 10 Stress vs. strain curves for plain concrete at impact regimes 5 Stress [MPa] 0 0.0005 0 0.001 0.0015 Strain

In DynaMat lab it is possible to measure accurately the stressstrain curves of materials in tension, compression and shear by means of testing devices for large range of strain rates ( $10^{-6}$  to  $10^{5}$  s<sup>-1</sup>).

#### In particular the following facilities are available:

- 4 modified Hopkinson bar apparatuses of 15 m in length (1÷10000 s<sup>-1</sup>)
- for concrete and rocks (diameter 60 mm)
- for metals (diameter 10 and 12 mm)
- for polymers (diameter 20 mm) 1 hydro-pneumatic machine
- (10-1÷50 s<sup>-1</sup>)
  2 universal machines for quasi-
- static tests • Transient recorder system
- (50 Msample/s)
  Contactless contactless displacement recorder system
- Database of the material behaviour at high strain rates
- Software for dynamic and impact structural assessment

The innovative modification of the Hopkinson bar developed by Joint Research Centre of Ispra involves performing impact precision testing in tension, compression, bending and shear using the same loading device and the same measuring equipment and instrumentation.

The main modification introduced into the traditional split Hopkinson bar consists in the substitution of the projectile, normally used to generate the impact loading pulse, with a statically pre-stressed bar which is the physical continuation of the input bar. The modified Hopkinson bar consists of two halfbars, the incident and transmitter bar respectively, with the specimen sandwiched in between. Elastic energy is stored in a pre-tensioned bar. By releasing this energy (rupturing the brittle intermediate piece), a rectangular wave with small risetime is generated and transmitted along the incident bar, loading the specimen to failure. This is a uniaxial elastic plane stress wave, since the wave length of the pulse is long compared to the bar's transverse dimensions, and the pulse amplitude does not exceed the yield strength of the bar. The pulse propagates along the incident bar with the velocity  $C_0$  of the elastic wave with its shape remaining constant. When the incident pulse ( $\varepsilon_{\tau}$ ) reaches the specimen, part of it  $(\varepsilon_p)$ is reflected by the specimen whereas another part ( $\varepsilon_{\tau}$ ) passes through

# Forschung, Entwicklung

tra parte ( $\epsilon_T$ ) passa attraverso il provino e si propaga lungo la barra trasmessa. Le ampiezze relative dell'impulso incidente, riflesso e trasmesso, dipendono

#### Esempio di risultati

Come esempio sono riportati alcuni risultati ottenuti con la barra di Hopkinson modificata [1-3]. the specimen propagating into the transmitter bar. The relative amplitudes of the incident, reflected and transmitted pulses, depend on the mechanical properties of

3 
$$\sigma(t) = E \frac{A}{A_s} \varepsilon_{\tau}(t)$$
  $\varepsilon(t) = -\frac{2C_0 \int_0^t \varepsilon_R dt}{L_s}$ 

dove: E = modulo elastico della barra; A = sezione della barra;  $A_s$  = sezione del provino;  $C_0$  = velocità del suono nella barra;  $L_s$  = lunghezza del provino; t = tempo.

where: E = bar Young's modulus; A = bar cross section;  $A_s =$  specimen cross section;  $C_0 = bar$  elastic uniaxial wave speed;  $L_s =$  specimen gauge length; t = time.

dalle proprietà meccaniche del provino. Gli estensimetri incollati nelle barre incidente e trasmessa sono utilizzati per misurare, mediante un acquisitore di transienti, la deformazione elastica (in funzione del tempo) causata in entrambe le barre dal passaggio dell'onda incidente/riflessa e trasmessa. Utilizzando la teoria della propagazione di onde elastiche nelle barre possono essere calcolati lo sforzo e la deformazione del provino con le seguenti equazioni: Il calcestruzzo è il materiale da costruzione più utilizzato nel mondo, spesso anche nelle strutture di protezione. Comunque nonostante le molte applicazioni la conoscenza del suo comportamento ad alte velocità di deformazione è ancora incompleto.

Gli studi sulla risposta meccanica del calcestruzzo soggetto ad alte velocità di carico sono di fondamentale importanza per la verifica delle strutture dell'ingegneria contro queste severe condizioni di carico. Negli ultimi anni la discussione sui problemi dati dalla velocità della deformazione è stata riaperta a causa dell'aumentato the specimen. Strain gauges mounted on the incident and transmitter bars of the device are used for the measurement (with a transient recorder) of the elastic deformation (as a function of time) created on both half-bars by the incident/reflected and transmitted pulses, respectively. Using the theory of elastic wave propagation in bars the stress and strain of the specimen can be calculated by the following equations: Forschung, Entwicklung



#### Referenze / References

5

[1] E. Cadoni et al.. Strain-rate effect on concrete with different level of the relative humidity, Materials and Structures, Vol. 34, N. 235, 2001, pp. 21-26. [2] E. Cadoni et al. High strain-rate tensile concrete behaviour, Magazine of Concrete Research, vol. 52, No.5, Oct. 2000, pp. 365-370.

[3] E. Cadoni et al., Influence of the Aggregate Size on the Strain-Rate Tensile Behaviour of Concrete, ACI Materials Journal, vol. 98, No. 3, 2001, pp. 220-223.

#### Autore / Authors

Ezio Cadoni Prof., Ph.D., Dr Ing. Civil SUPSI CH-6952 Canobbio ezio.cadoni@supsi.ch

Walter Amaro, Matteo Dotta, Carlo Albertini, Paolo Giorgetti SUPSI CH-6952 Canobbio

4

Fattore di Incremento

Dinamico della resistenza

a trazione di calcestruzzi

ordinari e fibrorinforzati in regime d'impatto

Dynamic Increasing Factor

for tensile strength of plain and steel fibre

reinforced concrete at

impact regime

utilizzo di calcestruzzo, tradizionale e ad altissime prestazioni, in strutture speciali (p.e. off-shore) così come a causa della nascita di nuovi settori di interesse (dalla difesa contro il terrorismo alla demolizione di vecchi edifici).

Nella **figura 2** sono mostrate due curve sforzo-deformazione per calcestruzzo ordinario a trazione indue regimi di impatto [1-3]. In **figura 4** sono riportati in funzione della velocità di deformazione l'incremento della resistenza a trazione in regime di impatto rispetto al valore di resistenza statica.

## **Example of results**

As an example some results obtained with the modified Hopkinson bar are reported [1-3].

Concrete is the material used world-wide in construction, often applied also in protective structures. However, despite its many applications, our knowledge with regard to concrete behaviour at high strain rates is still incomplete. Thus studies on the mechanical response of plain concrete under higher loading rates are of fundamental importance for the assessment of engineering structures under these severe accidental loads.

In recent years the discussion on strain-rate problems of concrete has been re-opened because of the increased use of normal and very high strength concrete in special structures (i.e. offshore) as well as because of several new fields of interest (from defence against terrorism to demolition of old buildings).

In figure 2 two stress-strain curves for plain concrete in tension in two different regimes of impact [1-3] are shown. In figure 4, in function of the strain rate, the increase of the tensile strength in impact regimes is reported in comparison to the static value.



# Michel Donzel

## Allgemeines

Die Brückenforschung des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) ist Teil der Forschung im Strassenwesen. Diese stützt sich auf das Mineralölsteuergesetz, Art.37, Forschung im Strassenwesen: «Der Bund fördert Forschungsarbeiten und Untersuchungen über den Bau und Unterhalt von Strassen, über die Auswirkungen des Strassenverkehrs sowie über andere Aufgaben im Zusammenhang mit dem Strassenverkehr.» Das Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) legt zusammen mit dem ASTRA die Strategie für die Forschung im Strassenwesen fest. Die Forschungskommission und die Organe der Forschungsbereiche wie die Arbeitsgruppe Brückenforschung werden vorgängig konsultiert. Die für die Jahre 2004 bis 2007 gültige Strategie beinhaltet die folgenden Schwerpunkte:

- Vernetzung im Verkehrssystem
- Strassen- und Verkehrssicherheit (Verkehrssicherheitspolitik)
- Telematik-Anwendungen (Leitbild Telematik)
- Verfügbarkeit der Strasseninfrastruktur
- Umwelt: Lärmschutz- und Lärmbekämpfung

Die Wahl dieser Schwerpunkte zeigt, dass die Nutzung der Strasseninfrastruktur im Vordergrund steht. Für die bautechnische Forschung steht im Vergleich zu früher ein geringerer Teil des Forschungskredites zur Verfügung. Diese Reduktion soll durch eine objektbezogene Finanzierung von Forschungsarbeiten zu Lasten des Bau- und des Unterhaltskredites der Nationalstrassen kompensiert werden.

Die Strategie wird mit folgenden Akzentsetzungen umgesetzt:

- Verstärkung des Top-Down-Ansatzes,
- Verstärkung des Programmcharakters durch die Bildung von umfassenden, abgestimmten Forschungsthemen (Forschungspaketen).

## Neueste Forschungsergebnisse Überblick

Die Forschungsarbeiten, die in den letzten zwei Jahren abgeschlossen wurden und diejenigen, die sich in der Schlussphase befinden, können wie folgt thematisch zugeordnet werden (eine Arbeit kann zwei Themen betreffen):

- Dauerhaftigkeit 30.0% 37.5%
- Baustoffe
- Tragwerke
- Unterhaltstechnik
- Zustandsuntersuchungen 12.5%

15.0%

5.0%

Nachfolgend werden einige Forschungsarbeiten herausgegriffen, die für den Leserkreis dieser fib-Publikation besonders interessant sein könnten.

#### Dauerhaftigkeit

Der Forschungsbericht «Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt - Ausgewählte Kapitel» [1] ist als Antwort auf die politische Fragestellung entstanden, wie eine technisch ausreichende Substanzerhaltung der Nationalstrassenwerke möglichst kostengünstig sichergestellt werden kann.

Für den anvisierten Leser dieser Publikation dürfte der Bericht «Spannglieder, Schrägseile und Anker - Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden» [2] von besonderem Interesse sein.

Die Forschungsarbeit «Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch ZEBRA» [3] wird Erkenntnisse liefern, die beim Neubau und bei der Erhaltung von Brücken einfliessen werden. Der Bericht wird

## General

Research on bridges at the Swiss Federal Roads Office (FEDRO) comes under road research. This is based on the law governing taxes on mineral oil, Art.37, Road Research: «The Swiss Federation furthers research and scientific investigations on the construction and maintenance of roads, on the effects of road traffic and other problems in connection with road traffic.» The Department for the Environment, Traffic, Energy and Communication (DETEC) together with FEDRO defines the strategy for road research. The research commission and the relevant bodies in research areas such as the working group Bridge Research are consulted beforehand.

The current strategy for the years 2004 to 2007 includes the following main points:

- Integration in the traffic system
- Road and traffic safety (traffic safety policies)
- Telematics applications (telematics concept)
- Availability of the highways infrastructure
- Environment: Noise protection and noise abatement

The choice of these main points of focus shows that the use of the roads infrastructure is in the foreground. In contrast to earlier research, today only a small part of the credit is apportioned to building research. This reduction is intended to be compensated by an object-oriented financing of research topics from the credit for the construction and maintenance of the national highways.

The strategy is implemented by setting the following priorities:

- Strengthening of the top-down approach,
- Strengthening of the program-• me character by the creation of broadly-based and coordinated research areas (so called research packets).

Forschung, Entwicklung und Normen

demnächst erscheinen Weitere Arbeiten befassen sich mit der Korrosion der Bewehrung als Prozess.

#### Baustoffe

Der selbstverdichtende Beton ist der Gegenstand von zwei Berichten: «Herstellung, Anwendung und Dauerhaftigkeit von selbstverdichtendem Beton» [4] und «Optimierung der Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons» [5]. Die zunehmenden Schäden an Betonbauwerken infolge Alkali-Aggegatreaktion in der Schweiz haben zwei Untersuchungen ausgelöst. Ein Bericht mit dem Titel «Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggegatreaktion (AAR) - Sachstandsbericht» [6] ist bereits erschienen. Die Ergebnisse der Forschungsarbeit «Schäden durch Alkali-Aggegatreaktion an Betonbauten in der Schweiz» [7] werden 2006 publiziert. Letztere Arbeit wird über die geografische Verteilung und über das Ausmass der Schäden Auskunft geben.

Die Entwicklung und Anwendung von innovativen Werkstoffen und Systemen ist durch verschiedene Aufträge gefördert worden. Die Berichte «Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Steel Girders» [8] und «Teilhaftverbund – Eine neue Technik im Verbundbrückenbau» [9] sind kürzlich erschienen und der Bericht «Spannverankerungen für CFK-Lamellen» [10] wird bald folgen.

#### Tragwerke

Zu den Neuerscheinungen gehören die Berichte «Vergrösserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf Brücken» [11], «Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen» [12] und «Effet de la température dans le dimensionnement des ponts» [13]. Anfang 2006 ist die Publikation der Berichte «Nachrechnung bestehender Brücken mit aktualisierten Strassenlasten» [14] und «Mindestbewehrung von Betonbauten» [15] vorgesehen. Im Lauf des

## Latest Research Results Overview

The research work completed in the last two years and that which is now in a final phase, can be classified under the following topics (an investigation can involve two topics):

- Durability
- Construction materials 37.5%

30.0%

15.0%

- Structures
- Maintenance technology 5.0%
- Condition assessment 12.5%

In the following some research work has been selected that could be of particular interest to the readers of this fib publication.

#### Durability

The research report «Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt – Ausgewählte Kapitel» (Durable structures with low maintenance – selected topics) [1] is a response to the political question, how can a technically feasible conservation of the substance of the national highways be achieved with as little costs as possible?

For the specialist reader of this publication the report «Spannglieder, Schrägseile und Anker-Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden» (Tendons, cable stays and anchors – description of the systems with research findings regarding corrosion technology) [2] could be particularly interesting.

The research work «ZEBRA-Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch» (Condition assessment of bridges during demolition) [3] should provide useful data for the construction of new bridges and bridge maintenance work. The report will appear shortly.

Further research work is concerned with the corrosion of reinforcement as a process.

#### **Construction Materials**

Self-compacting concrete is the subject of two reports: «Herstellung, Anwendung und Dauerhaftigkeit von selbstverdichtendem Beton» (Production, use and durability of self-compacting concrete) [4] and «Optimierung der Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons» (Optimization of the properties of self-compacting concrete) [5].

The increasing amount of damage to concrete structures in Switzerland due to the alkali-aggregate reaction led to two new research investigations. One report entitled «Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggregatreaktion (AAR) - Sachstandsbericht» (Behaviour of reinforced concrete structures exhibiting the alkali-aggregate reaction – status report) [6] has already been published. The results of the research investigation «Schäden durch Alkali-Aggegatreaktion an Betonbauten in der Schweiz» (Damage to concrete structures in Switzerland as a result of the alkali-aggregate reaction) [7] will be published in 2006. The latter will provide information on the geographical distribution and the extent of damage. The development and application of innovative materials and systems has been furthered by commissioning different projects. The reports

«Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Steel Girders» [8] and «Teilhaftverbund – Eine neue Technik im Verbundbrückenbau» (Partial bonding – a new technology in composite bridge construction) [9] have recently appeared and the report «Spannverankerungen für CFK-Lamellen» (Anchorages for CFP sheets) [10] will soon follow.

#### **Structures**

Among the latest publications are the reports «Vergrösserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf Brücken» (Amplification factors for the action of road traffic on bridges) [11], «Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen» (Fatigue dimensioning of bridges with welded hollow cylindrical section connectors) [12] and «Effet de la température dans le dimensionnement des ponts» (Temperature effects in bridge dimensioning» [13].

Jahres werden weitere für die Praxis relevante Forschungsarbeiten abgeschlossen wie z.B.:

- «Verbundverhalten von Spannstählen und Spanngliedern» [16]
- «Recherche expérimentale en laboratoire et in situ sur le forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection» [17] Die Ergebnisse werden für die Revision der ASTRA – Richtlinie «Einwirkungen auf Lawinenschutzgalerien» benötigt.
- «Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âmes minces» [18] In dieser Forschungsarbeit wird die Reduktion des Schubwiderstandes durch injizierte und nicht injizierte Hüllrohre untersucht.
- «Comportement et calcul des dalles de roulement en béton armé» [19]
- «Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes» [20]

Diese Untersuchung des Zusammenwirkens des Betontragwerkes und des umgebenden Bodens wird als Grundlage für eine Revision der ASTRA – Dokumentation «Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels» dienen.

#### Unterhaltstechnik

Zwei Forschungsarbeiten sind besonders erwähnenswert: «Renforcement de piles de ponts au moyen de tissus en matériaux composites» [21] und «Remplacement de ponts sous trafic» [22].

#### Zustandsuntersuchungen

Obwohl dieses Thema nur von 12,5% der Forschungsarbeiten behandelt wird, sind mehrere Arbeiten für den Leserkreis dieser Publikation von Interesse. Die folgenden Berichte sind in den Jahren 2003 und 2004 erschienen: «Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken» [23], «Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten» [24] und «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» [25]. Der Bericht «Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint» [26] wird im Laufe des Jahres 2006 publiziert.

#### Beispiel Georadar Einleitung

Mitte der achtziger Jahre des letzten Jahrhunderts wurden zum ersten Mal grössere Unterhaltsarbeiten an den Kunstbauten der Nationalstrassen notwendig. Dabei kamen erhebliche Wissenslükken zum Vorschein. Aus diesem Grund hat das damalige Bundesamt für Strassenbau die Brückenunterhaltsforschung gezielt gefördert. Forschung auf dem Gebiet der Zustandsermittlung gehörte zu den Prioritäten. In der Folge wurde z.B. die Potentialfeldmessung weiterentwickelt und als sehr zuverlässige Methode zur Diagnose von Bewehrungskorrosion im Beton der Praxis zur Verfügung gestellt. Es wurde auch mit viel Aufwand versucht, Mängel und Schäden in Brückenabdichtungen und Brückenfahrbahnplatten mittels Georadar und Infrarot-Thermographie festzustellen. Die Ergebnisse konnten leider die hohen Erwartungen nicht erfüllen. Der Glaube an das Potential vom Georadar als zerstörungsfreie Untersuchungsmethode wurde jedoch nie aufgegeben. Deshalb wurde auf Empfehlung der Arbeitsgruppe Brückenforschung des ASTRA die EMPA beauftragt, die Möglichkeiten und Grenzen des Georadars bei der Zustandsbeurteilung zu untersuchen. Im Folgenden wird über die Ergebnisse dieser Forschungsarbeit berichtet.

#### Forschungsprojekt und Methodik

Im November 2000 erhielt die EMPA den Auftrag, das Projekt «Beurteilung des Zustandes von Betonbrücken mittels Georadar» zu realisieren. Die Grundidee des Projektes besteht darin, Radaruntersuchungen auf zum Abbruch vorgesehenen Brücken durchzuführen und die Messergebnisse The publication of the reports «Nachrechnung bestehender Brücken mit aktualisierten Strassenlasten» (Assessment of existing bridges for current highway loads) [14] and «Mindestbewehrung von Betonbauten» (Minimum reinforcement in concrete structures) [15] is planned for the beginning of 2006. Later in the year further research results relevant to engineering practice will be completed, e.g.:

- «Verbundverhalten von Spannstählen und Spanngliedern» (Bonding behaviour of reinforcing steels and tendons) [16]
- «Recherche expérimentale en laboratoire et in situ sur le forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection» (Experimental research in the laboratory and in the field on the forces caused by avalanches acting on protection galleries) [17] The results are required for the revision of the ASTRA guideline «Einwirkungen auf Lawinenschutzgalerien» (Actions on ava-
  - Forschung, Entwicklung

41

 «Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âmes minces» (Experimental research on the resistance and loading of prefabricated beams and web plates [18] In this research the reduction of the shear resistance due to grouted and non-grouted prestressing sheaths is investigated.

lanches protection galleries).

- «Comportement et calcul des dalles de roulement en béton arm» (Behaviour and analysis of reinforced concrete slabs) [19]
- «Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes» (Behaviour, analysis and dimensioning of diaphragm walls) [20] This investigation of the interaction between a concrete structure and the surrounding soil will serve as a basis for the revision of the ASTRA documentation «Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels» (Analysis and design of cut-and-cover tunnels).

nach dem Abbruch zu kontrollieren. Diese Überprüfung wurde an sechs Brücken, die beim Abbruch zersägt wurden, durchgeführt. Ergänzende Versuche wurden auf fünf weitere Brücken durchgeführt und das heute technisch Machbare wurde mit Laborexperimenten ermittelt.

Die Arbeiten wurden mit denjenigen des Projektes «Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch ZEBRA» [3] koordiniert. Funktionsweise des Georadar-Verfahrens

Unter Georadar versteht man ein elektromagnetisches Wellenverfahren. (Bild 1)

Ein elektromagnetisches Signal



Maintenance Technology

Two research investigations are

especially worthy of mentioning:

«Renforcement de piles de ponts au

moyen de tissus en matériaux com-

posites» (Reinforcement of bridge

piles by means of sheets of composi-

te material) [21] and «Replacement

de ponts sous traffic» (Replacement

of bridges under normal traffic con-

Although this topic is only treated

in 12.5% of the research projects

there are several investigations

that should interest the readers of

this publication. The following

reports appeared in 2003 and 2004:

ditions) [22].

**Condition Assessment** 

Funktionsprinzip des Georadar Verfahrens Principle of the georadar method

wird von der Antenne abgestrahlt und an verschiedenen Grenzflächen reflektiert. Das reflektierte Signal wird von der Antenne empfangen und kann, nach Aufbreitung durch die Zentraleinheit, auf einem Monitor dargestellt und zur weiteren Bearbeitung mit einem PC auf Datenträger abgespeichert werden.

#### Mobile Georadar- Anlage

Für die Untersuchung von Strassen und Brückenfahrbahnplatten wird eine mobile Georadar-Anlage verwendet. **(Bild 2)** 

Die Anlage besteht im Wesentlichen aus einem Radargerät mit integriertem Laptop, zwei Antennen (ein Sender und ein Empfän«Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken» (Non-destructive testing of large steel cables in cable-stayed bridges) [23], «Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten» (Online monitoring to investigate the corrosion of reinforcement) [24] and «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» (Reliability and accuracy of georadar test results on concrete bridges) [25]. The report «Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint» (Field tests with the acoustic monitoring system SoundPrint) [26] will be published sometime in 2006.

## Example Georadar Introduction

In the middle of the eighties of the last century the first major maintenance work on the structures of the national highways became necessary. This brought to light considerable gaps in our knowledge. For this reason the former Federal Highway Authority funded specific research topics to do with bridge maintenance. Research in the area of condition assessment was among the priorities. As a result, e.g., the measurement of potential fields was further developed and proved to be a very reliable method of predicting corrosion in concrete reinforcement. At great expenditure it was also attempted to detect defects and damage in bridge waterproofing and bridge carriageways using georadar and infrared thermography. Unfortunately, the results did not fulfil the high expectations. But faith in the potential of georadar as a non-destructive testing method was never given up. Therefore, on the recommendation of the FEDRO working group Bridge Research, EMPA (Federal Materials Testing Laboratory) was commissioned with the investigation of the possibilities and limits of georadar for condition assessment. The results of this research work are briefly mentioned below.

#### Research Project and Methodology

In November 2000 EMPA was commissioned to carry out the project: «Beurteilung des Zustandes von Betonbrücken mittels Georadar» (Assessment of the state of concrete bridges using georadar). The basis idea was to perform radar investigations on bridges earmarked for demolition and to check the test results after demolition. This was done on six bridges that were sawn through during the demolition process. Additional tests were carried out on five other bridges and the feasibility of today's investigation methods was determined by means of laboratory experiments.

2

Mobile Georadar-Anlage, Antennen von vorn Mobile georadar equipment, front view of antennas



ger) ohne Bodenkontakt und einem GPS-System für die Positionierung. Sie ist für eine Fahrgeschwindigkeit von maximal 80 km/h konzipiert. Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden die Aufnahmen mit 10 km/h realisiert. Damit konnten die vorher definierten Messlinien genauer eingehalten und eine bessere Auflösung erreicht werden. (Bild 3)

#### Eignung für einzelne Fragestellungen

Die Belagsdicke konnte auf 95% der untersuchten Strecke bestimmt werden. Die mittlere Abweichung zwischen Radarergebnis und der Realität betrug 9 mm. Die Frage, wie gut das Verfahren Schäden im Asphaltbelag detektieren kann, konnte im Rahmen dieses Forschungsprojektes nicht abschliessend beantwortet werden. (Bild 4) Die Eisenüberdeckung der obersten Bewehrungslage konnte auf 77% der untersuchten Strecke bestimmt werden. Die mittlere Abweichung zwischen Radarergebnis und der Realität betrug 10 mm. Über weite Strecken konnte zusätzlich die Maschenweite der



3

Radargerät GSSI SIR-10A mit integriertem Laptop Radar device GSSI SIR-10A with integrated laptop The work was coordinated with that of the project «ZEBRA – Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch» [3].

#### Functioning of Georadar method

By georadar is understood a method of measurement based on electromagnetic waves. (figure 1) An electromagnetic signal is radiated from the antenna and is reflected at various layer boundaries. The reflected signal is picked up by the antenna and after processing in a central processing unit it can be displayed on a monitor and stored on disk for further evaluation with a PC.

43

Forschung, Entwicklung und Normen

#### Mobile Georadar Equipment

Mobile georadar equipment is used for the investigation of highways and bridge carriageways.(figure 2) The equipment consists essentially of a radar device with an integrated laptop, two antennas (a sender and a receiver) with no contact with the ground and a GPS system for positioning. It is designed for a travelling speed of maximum 80 km/h. In the research project the measurements were carried out at 10 km/h. In this way the predefined measuring lines could be followed accurately and better resolution could be achieved.(figure 3)

#### Suitability for Answering Specific Questions

The thickness of the road surfacing could be determined for 95% of the investigated stretch. The average deviation between the radar measurement and the actual value was 9 mm. The question regarding how good the method is for detecting damage in asphalt surfacing could not be answered conclusively in this research project.(figure 4)

The concrete cover for the top reinforcement layer could be determined for 77% of the investigated stretch. The average deviation between the radar measurement and the actual value was 10 mm. Over long stretches of road the mesh size for the top reinforcement could also be determined. (figure 5)



4 Übergag Asphalt

– Beton rot markiert Transition asphalt – concrete marked red



Lage von Vorspannkabeln Position of the prestressing cables

obersten Bewehrungslage bestimmt werden. (Bild 5)

Die Position von Vorspannkabeln in der Brückenplatte konnte mit einer manuellen Radaruntersuchung mit einer Genauigkeit von besser als 50 mm bestimmt werden. Der Anteil gefundener Kabel ist abhängig vom investierten Zeitaufwand und vom untersuchten Objekt. (Bild 6)

Im Laborversuch wurde das Innere eines Betonträgers dreidimensional und detailliert abgebildet. (Bild 7)

Eine Pilotuntersuchung legte die Schlussfolgerung nahe, dass auch Zonen mit erhöhtem Chloridgehalt im Beton mittels Georadar lokalisiert werden können (z.B. in Fahrbahnplatten unter Abdichtung und Belag). Hier sind noch weitere Abklärungen sinnvoll. Ausführlichere Informationen beThe position of prestressing cables in the bridge carriageway could be determined by means of a manual radar investigation with an accuracy of 50 mm or less. The proportion of cables found depends on the time invested and the nature of the object under investigation.(figure 6)

In the laboratory test the inside of a concrete beam was displayed in detail three-dimensionally. (figure 7)

A pilot study indicated that zones with increased chloride content in the concrete can also be localized using georadar (e.g. in carriageways below waterproofing and surfacing). Further investigations are needed on this topic.

Detailed information can be found in the report «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» [25]. There is a guideline for practicing engineers in the annex of this report. The guideline can be downloaded under www.empa.ch/abt113.

#### **Conclusions and Outlook**

The owners of highway bridges are especially interested in the non-destructive prediction of corrosion in concrete carriageways because the corrosion of the steel reinforcement is the main cause of damage. The remaining unanswered questions are currently being clarified within the framework of a pilot project.

*Mr.* Hugenschmidt (EMPA) hat generously supplied the figures for the present paper.

#### Example: Acoustic Monitoring of Bonded Prestressing Cables Introduction

Continuous acoustic monitoring of prestressed structures such as office buildings and flat-roofed multi-storey car parks as well as water tanks has been developed and successfully applied in recent years in North America. Prestressing wires broken as a result of corrosion or other environmental influences could be recorded. The method was mainly applied to unbonded prestressed concrete structures and only occasionally to bridges.

For the following reasons the owners of highway bridges are interested in the possibility of detecting and localizing wire breaks: prestressing cables belong to the main structural elements of bridges and practically no nondestructive testing methods are available for determining their condition. The available methods either provide limited local information or are only applicable in special cases. As a result FEDRO, on the recommendation of the FEDRO working group Bridge Research, commissioned the Institute for Structural Engineering (IBK) at the ETH Zurich with the investigation of the possibilities and limits of acoustic monitoring of bonded prestressing cables.

#### Research Project and Methodology

The Institute for Structural Engineering at the ETH Zurich was commissioned in January 2004 to carry out in situ tests using the acoustic monitoring system SoundPrint. The system SoundPrint, which was developed in Canada by the firm Pure Technologies, is marketed in Europe by the firm Advitam belonging to the Freyssinet Group. The first practical application happend in Switzerland with accompanying scientific support.

As a pilot project the Ponte Moesa Roveredo/GR, built in 1952, one of the first prestressed concrete bridges in Switzerland, was selected. The 9 m wide slab bridge consists of two spans of 30 m. It is in a poor condition. Different factors. among others imperfectly grouted sheaths, have lead to damage and also to wire breaks. (figure 8) By producing artificial signals both related and unrelated to the prestressing the system's predictive capabilities could be tested (blind test). Specially induced and any spontaneous wire breaks

Forschung, Entwicklung und Normen

44

TIME [ns]

6

ME [ns]

(7 Vorspannkabel in einem Brückenträger Prestressing cables in a concrete beam



finden sich im Bericht «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrükken» [25]. Dieser Bericht enthält im Anhang eine Wegleitung für Praktiker. Diese Wegleitung kann unter www.empa.ch/abt113 heruntergeladen werden.

#### Schlussbemerkungen

Die Eigentümer von Strassenbrükken sind an der zerstörungsfreien Diagnose der Korrosion in Betonfahrbahnplatten besonders interessiert, weil die Korrosion der Stahlbewehrung die Hauptursache von Schäden darstellt. Die noch offenen Fragen werden zurzeit im Rahmen eines Pilotprojektes geklärt.

Herr Hugenschmidt (EMPA) hat dankenswerterweise die Bilder für den vorliegenden Beitrag zur Verfügung gestellt.

## Beispiel akustische Überwachung von Spannkabeln im Verbund Einleituna

Die kontinuierliche akustische Überwachung von vorgespannten Bauwerken wie z.B. Bürogebäuden und Parkhäusern mit Flachdecken sowie Wasserbehältern wurde in den letzten Jahren in Nordamerika erfolgreich entwikkelt und angewendet. Spanndrähte, die infolge Korrosion oder anderer Umwelteinflüssen brechen, konnten dabei registriert werden. Das Verfahren wurde vor allem bei Betontragwerken mit Vorspannung ohne Verbund und nur vereinzelt bei Brücken angewendet.

Eigentümer von Strassenbrücken sind aus folgenden Gründen an der Möglichkeit, Drahtbrüche feststel-

len und lokalisieren zu können, interessiert: Spannkabel sind Haupttragelemente der Brücken und für die Ermittlung ihres Zustandes stehen praktisch keine zerströrungsfreien Untersuchunsmethoden zur Verfügung. Die verfügbaren Methoden liefern entweder lokal beschränkte Informationen oder sind nur in Spezialfällen anwendbar. Deshalb hat das ASTRA, auf Empfehlung der Arbeitsgruppe Brückenforschung des ASTRA, das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich beauftragt, die Möglichkeiten und Grenzen der akustischen Überwachung von Spannkabeln in Verbund zu untersuchen.

should be detected. Other effects that are not critical to structural safety are filtered out.

The project management is in the hands of the research centre (IBK, ETH Zurich), which is responsible for applying a scientifically correct methodology. It organizes the wire breaks and other acoustic effects without the knowledge of the firm marketing the product and evaluates the results. This firm (Advitam Suisse) installs and operates the measuring system and evaluates and interprets the measurements.



Longitudinal section and plan of the Ponte Moesa

Forschungsprojekt und Methodik

Das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich wurde im Januar 2004 beauftragt, Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint durchzuführen. Das System SoundPrint, das in Kanada von der Firma Pure Technologies entwickelt wurde, wird in Europa von der zur Freyssinet-Gruppe gehörenden Firma Advitam vertrieben. Es wurde erstmals in der Schweiz praxisbezogen aber unter wissenschaftlicher Begleitung an einem Objekt angewendet.

## Method of Functioning of Acoustic Monitorina

The energy stored in the prestressed wire is suddenly released when the wire breaks and produces a characteristic acoustic signal. Converted to vibrational energy this propagates in the structure. Sensors mounted on the surface of a structural element can record these signals.

Broadband vibrating sensors are used to plot the signals. They convert displacements into electrical sianals.

Als Pilotprojekt dient der 1952 erbaute Ponte Moesa Roveredo/GR, eine der ersten Spannbetonbrücken in der Schweiz. Die 9 m breite Plattenbrücke besteht aus zwei Spannweiten von 30 m. Sie ist in einem schlechten Zustand. Verschiedene Ursachen, unter anderem mangelhaft injizierte Hüllrohre, haben zu Schäden und auch zu Drahtbrüchen geführt. (Bild 8)

Durch das Erzeugen von künstlichen Signalen mit und ohne Zusammenhang mit der Vorspannung soll die Diagnosefähigkeit des Systems getestet werden (Blindversuch). Bewusst herbeigeführte und allfällige spontan ablaufende Spannstahlbrüche sollen erkannt werden. Andere für die Tragsicherheit nicht kritische Ereignisse werden ausgefiltert.

Die Projektleitung liegt bei der Forschungsstelle (IBK, ETH Zürich), die die wissenschaftlich korrekte Methodik zu verantworten hat. Sie organisiert die Spannstahlbrüche und andere akustische Ereignisse ohne Wissen des Anbieters des Verfahrens und wertet die Ergebnisse aus. Der Anbieter des Verfahrens (Advitam Suisse) installiert und betreibt das Messsystem, wertet die Messungen aus und interpretiert sie. The data is sent via the Internet to a central computer. In a second, more accurate step, with the aid of a specially developed computer program, the computer filters the incoming data and separates the signals due to wire breaks from those due to ambient noise and noise due to the traffic on the bridge.

The position of the recorded wire breaks is given in **figure 9**. The sensors are shown as a triangle. **(figure 9)** 

#### **Results: Spontaneous Wire Breaks**

Already on the 7th of July 2004, shortly after starting the acoustic monitoring, the first of many wire breaks was recorded and localized in a high point. The prestressing cables were exposed in this place and considerable corrosion damage was observed. Only one of the six exposed prestressing cables had been grouted. The other five exhibited different amounts of corrosion. In one case several wire breaks were found and in particular one wire was observed with bare rupture surfaces.(figure 10)

It was not possible to check all recorded indications of wire break by exposing the prestressing cable, since the bridge is still in operation.

#### **Results: Blind Tests**

Artificial wire breaks were induced in grouted prestressing cables by the ETH Zurich. The firm Advitam had no information whatsoever about the time, position and type of occurrence. The wire breaks were caused in a noiseless way using electrical corrosion cells, which were specially developed by Dr. Hunkeler (TFB). The reduction in cross section was 10-15%.

With the technique SoundPrint the firm Advitam could detect the type, time and position of the two artificially produced wire breaks. The position was given with an accuracy of 20-50 cm.

#### **Conclusions and Outlook**

The in situ test showed that wire breaks of grouted and non-grouted prestressing cables can be recorded using the acoustic monitoring system, analysed, classified and localized.

Because of the detected wire breaks the bridge Ponte Moesa will be replaced in 2006. Acoustic monitoring will be carried out until then. The reliability of the method can be investigated in greater detail when the bridge is demolished.

#### Funktionsweise der akustischen Überwachung

Die im vorgespannten Draht gespeicherte Energie wird beim Bruch schlagartig freigesetzt und erzeugt ein charakteristisches akustisches Signal. Dieses pflanzt sich in Schwingungsenergie umgewandelt im Bauwerk fort. Auf der Bauteiloberfläche angeordnete Sensoren können diese Signale registrieren.

Zum Aufzeichnen der Signale werden Breitbandschwingungssensoren verwendet. Sie wandeln Bewegungen in elektrische Signale um. Über das Internet werden die Daten zu einem zentralen Rechner gesendet. Er filtert in einem zweiten, genaueren Schritt mit Hilfe eines speziell entwickelten Programms die ankommenden Daten und trennt die Signale aus

#### Ergebnisse: Überblick

In der Zeit von Juni 2004 bis Juni 2005 sind 13 Drahtbrüche registriert worden. *Results: Overview* 

Between June 2004 and June 2005 13 wire breaks were recorded.

Wire break №	Date	Тире	Classification Advitam
breakin	Dute	Type	Classification Advitam
1	July 7, 2004	spontaneous wire break	wire break
2	Aug. 19, 2004	blind test	confirmed wire break
3	Sept. 2, 2004	blind test	confirmed wire break
4	Sept. 20, 2004	spontaneous wire break	wire break
5	Sept. 20, 2004	spontaneous wire break	wire break
6	Dec. 4, 2004	spontaneous wire break	wire break
7	March 3, 2005	spontaneous wire break	wire break
8	April 5, 2005	spontaneous wire break	wire break
9	April 27, 2005	spontaneous wire break	wire break
10	Mai 20, 2005	spontaneous wire break	possible wire break
11	June 7, 2005	spontaneous wire break	wire break
12	June 16, 2005	spontaneous wire break	wire break
13	June 28, 2005	spontaneous wire break	wire break
Registrierte Drahtbrüche			
Recorded wire breaks			
Registrierte Drahtbrüche Recorded wire breaks			

Drahtbrüchen von den Signalen aus Umweltgeräuschen und Betriebsgeräuschen der Brücke. Die Lage der registrierten Drahtbrüche ist im **Bild 9** angegeben. Die Sensoren sind als Dreiecke dargestellt. **(Bild 9)** 

#### Ergebnisse: Spontane Drahtbrüche

Schon am 7. Juli 2004, kurz nach Beginn der akustischen Überwachung, wurde der erste von mehreren Drahtbrüchen registriert und an einem Hochpunkt lokalisiert. Die Spannglieder wurden an dieser Stelle freigelegt und erhebDie Firma Advitam hatte keinerlei Informationen über Zeitpunkt, Lage und Art des Ereignisses. Die Drahtbrüche wurden geräuschlos mit elektrischen Korrosionszellen verursacht, die eigens von Herrn Dr. Hunkeler (TFB) entwickelt worden waren. Die Querschnittsreduktion betrug 10-15%.

Advitam konnte mit dem Verfahren SoundPrint die Art, den Zeitpunkt und den Ort der zwei künstlich herbeigeführten Drahtbrüche feststellen. Die Lage wurde mit einer Genauigkeit von 20-50 cm angegeben.



Situationsplan mit den zwischen Juni 2004 und Juni 2005 registrierten Drahtbrüchen. Situation plan of the wire breaks recorded between June 2004 and June 2005.

liche Korrosionsschäden festgestellt. Nur eins von den sechs freigelegten Spanngliedern war injiziert. Die anderen fünf waren mehr oder weniger korrodiert. Bei einem davon wurden mehrere Drahtbrüche und insbesondere ein Draht mit blanken Bruchflächen festgestellt. (Bild 10)

9

Es war nicht möglich, alle registrierten Hinweise auf Drahtbrüche durch das Freilegen der Spannkabel zu kontrollieren, da die Brücke noch im Betrieb war.

#### Ergebnisse: Blindversuche

Die künstlichen Drahtbrüche wurden an injizierten Spannkabeln von der ETH Zürich herbeigeführt.

#### Schlussbemerkungen

Der Feldversuch hat gezeigt, dass Drahtbrüche von injizierten und nicht injizierten Spannkabeln mit der akustischen Überwachung registriert, analysiert, klassifiziert und lokalisiert werden können.

Aufgrund der festgestellten Drahtbrüche wird der Ponte Moesa 2006 ersetzt. Die akustische Überwachung wird bis dahin weitergeführt. Die Zuverlässigkeit der Methode wird beim Abbruch der Brücke noch genauer untersucht werden können.

Die akustische Überwachung eröffnet aufgrund der Ergebnisse des durchgeführten Feldversuches



Öffnung mit registrierten Drahtbrüchen Opening with recorded wire breaks Based on the results of the tests carried out acoustic monitoring opens up very promising possibilities. Such intensive monitoring is very time-consuming and costly. Thus at the moment it will only be used in special cases.

Thanks to Mr. Fricker (IBK, ETHZ) for making available the above information and the data for the figures.

## Final Remarks

In 2004 and 2005 19 reports of the FEDRO working group Bridge Research were published. The chapter «Latest Research Results» gives an overview of the topics covered.

By way of example in the following chapters the results are presented of two research projects involving non-destructive testing: georadar and acoustic monitoring. The technical development both in the area of the equipment and in the performance of the computers has enabled considerable progress to be made. But compared, e.g., with medicine, in the area of diagnostic methods there is still much room for improvement.

In recent research projects the FEDRO working group Bridge Research has been realizing its aims with regard to the main focus and strategy.

In 2005, e.g., the first part of a research packet «Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten» (Safety of the traffic system roads and its structures) was contracted out. A research bundle «Erhaltung von Kunstbauten» (Conservation of structures) is in preparation. Besides these research projects with a more general programme-like character there is still a place for individual topics for which there is a specific need.

viel versprechende Möglichkeiten. Eine derartige intensive Überwachung ist sehr aufwendig. Sie wird deshalb vorerst speziellen Fällen vorbehalten bleiben.

Für das zur Verfügung gestellte Informations- und Bildmaterial sei Herrn Fricker (IBK, ETHZ) Dank.

## Schlussbemerkungen

In den Jahren 2004 und 2005 sind 19 Berichte der Brückenforschung des ASTRA erschienen. Das Kapitel «Neueste Forschungsergebnisse» gibt einen Überblick über die behandelten Themen.

Anschliessend werden anhand von zwei Beispielen die Ergebnisse von zwei Forschungsprojekten betreffend zerstörungsfreie Untersuchungstechniken dargestellt: der Georadar und die akustische Überwachung. Die technische Entwicklung sowohl auf dem Gebiet der Geräte als auch bei der Leistungsfähigkeit der Rechner haben bemerkenswerte Forschritte ermöglicht. Verglichen z.B. mit der Medizin dürfte aber auf dem Gebiet der Diagnosemethoden noch ein grosses Entwicklungspotential vorhanden sein.

Bei den neuen Forschungsprojekten setzt die Arbeitsgruppe Brükkenforschung des ASTRA die Vorgaben bezüglich Schwerpunkten und Strategie um.

Im Jahr 2005 ist z.B. der erste Teil eines Forschungspaketes «Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten» ausgeschrieben worden. Ein Forschungsbündel «Erhaltung von Kunstbauten» ist in Vorbereitung. Neben diesen Forschungsarbeiten mit Programmcharakter ist weiterhin Platz für Einzelthemen, die einem Bedürfnis entsprechen.

#### Autor / Author

Michel Donzel dipl. Bauing. ETH Feldackerweg 15, 3067 Boll michel.donzel@bluewin.ch

#### Referenzen / References

[1] E. Brühwiler, E. Dénarié, Th. Wälchli, M. Maitre, D. Conciatori (2005), Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt - Ausgewählte Kapitel, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 587

[2] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt, R. Werner (2005), Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 588

[3] T. Vogel, R. Bargähr, Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in Vorbereitung

[4] C. Hoffmann, A. Lehmann (2004), Herstellung, Anwendung und Dauerhaftigkeit von selbstverdichtendem Beton, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 572

[5] F. Beltzung, F. Wittmann (2004), Optimierung der Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 576 [6] Th. Wälchli, E. Brühwiler (2005), Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggegatreaktion (AAR) -Sachstandsbericht, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 584

[7] F. Hunkeler, Schäden durch Alkaliaggegatreaktion an Betonbauten in der Schweiz, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[8] Th. Keller (2005), Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Steel Girders, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 586

[9] H.-G. Dauner (2005), Teilhaftverbund – Eine neue Technik im Verbundbrückenbau, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 583

[10] G. Schwegler, Spannverankerungen für CFK-Lamellen, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[11] H. Ludescher, E. Brühwiler (2004), Vergrösserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf Brücken, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 571

[12] A. Nussbaumer, A. Schumacher, S. Sturm, S. Walbridge, M. Hirt, Th. Vollmar (2004), Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 578

[13] J.-P. Lebet, S. Utz (2005), Effet de la température dans le dimensionnement

des ponts, ASTRA Arbeitsgruppe Brükkenforschung, VSS-Bericht Nr. 580

[14] T. Meystre, M. Hirt, Nachrechnung bestehender Brücken mit aktualisierten Strassenlasten, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[15] P. Marti, Mindestbewehrung von Betonbauten, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in Vorbereitung

[16] P. Marti, Verbundverhalten von Spannstählen und Spanngliedern, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[17] F. Dufour, Recherche expérimentale en laboratoire et in situ sur les forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection, ASTRA Arbeitsgruppe Brükkenforschung, VSS-Bericht in preparation [18] A. Muttoni, Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âmes minces, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[19] A. Muttoni, Comportement et calcul des dalles de roulement en béton armé, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[20] A. Muttoni, Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[21] R. Suter, F. Conus (2005), Renforcement de piles de ponts au moyen de tissus en matériaux composites, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 590

[22] M. Hirt, Remplacement de ponts sous trafic, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[23] A. Bergamini, R. Christen (2004), Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 574

[24] Y. Schiegg, F. Hunkeler (2004), Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten, ASTRA Arbeitsgruppe Brükkenforschung, VSS-Bericht Nr. 581

[25] J. Hugenschmidt (2005), Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken , ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 582

[26] R. Fricker, T. Vogel, Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

# Fritz Hunkeler, Peter Matt, Ueli von Matt, René Werner

## **Einleitung**

Die Vorspanntechnik revolutionierte den Brücken- und Hochbau. Gleiches gilt für die Ankertechnik bei Problemstellungen im Grundbau. Schon früh wurde auf den Korrosionsschutz Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass Spannstähle auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten im In- und Ausland Schäden auf. Darüber gibt es zwar viele einzelne Meldungen und Berichte in Fachzeitschriften und Tagungsdokumentationen, zusammenfassende Darstellungen hingegen sind selten [1], [2], [3], [4], [6], [7], [8], [12]. Die Erkenntnisse aus den aufgetretenen Schäden führten zu einer stetigen Verbesserung der Systeme.



Eingestürzter Längsträger der Brücke San Stefano, Sizilien [13] Failed longitudinal girder of the San Stefano Bridge, Sicily [13]

(1

Mit einem kürzlich abgeschlossenen, vom Bundesamt für Strassen in Auftrag gegebenen Forschungsprojekt [5], das auch die Ergebnisse einer früheren Arbeit [4] berücksichtigt, wurde angestrebt:

 die Entwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme darzustellen und die verfügbaren Unterlagen zusammenzutragen, um diese als wichtige Grundlage für Zustandserfassungen und beurteilungen zu erhalten.

## Introduction

The prestressing technique revolutionized the construction of bridges and buildings. The same is true for the anchor technique solving various problems in ground engineering. The importance of an effective corrosion protection was recognized from the outset, as already at that time the sensitivity of the applied prestressing steels to corrosion attack was known. Nevertheless, damage occurred at home and abroad. Although these have been described in many individual papers and reports published in journals and proceedings, comprehensive overviews are rare [1], [2], [3], [4], [6], [7], [8], [12]. The lessons learnt from cases of damage led to a continuous improvement of the systems.

The aim of a recently completed report [5], commissioned by the Swiss Federal Roads Authority, containing also the results of a previous one [4] was

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

- die vorhandenen Unterlagen und das Wissen der Beteiligten über aufgetretene Korrosionsschäden an Spannstählen in der Schweiz zu sichten und aufzuarbeiten.
- mit Literaturrecherchen und Kontakten 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 Gefährdungsbilder abzuleiten, die bei der Zustandserfassung und –beurteilung zu beachten sind.
- Ansatzpunkte für die Weiterentwicklung der Spann-, Schrägseilund Ankersysteme zu erarbeiten.
   Viele wichtige Erkenntnisse konnten nur beim Abbruch von Bauwerken gewonnen werden. Einige dieser Objekte wurden im Rahmen des Projektes ZEBRA, «ZustandsErfassung von BRücken während deren Abbruch» untersucht [9], [10].
   Im Folgenden werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst.

## Spannsysteme

Die Spannbetonbauweise hat sich bisher weitgehend bewährt. Weltweit sind nur wenige vorgespannte Bauwerke eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrisskorrosionsempfindlicher Spannstahl (Beispiel in Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Tonerdeschmelzzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand, CaCl<sub>2</sub> als Beschleuniger) (Beispiele in Deutschland, Jugoslawien und USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (Beispiel in Sizilien) (Bild 1)
- Wasser- und Tausalzeintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (Beispiele in Grossbritannien und Belgien).

• 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 framework of the project ZEBRA «Condition Survey of Bridges during Demolition» [9], [10]. In the following, the most important findings are summarized.

## Prestressing systems

Prestressed concrete could up to the present time be generally regarded as a proven structural form. Worldwide, only a few prestressed structures have collapsed. The most important reasons for failure 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<sub>2</sub> as accelerator) (examples in Germany, Yugoslavia and USA)
- insufficient surveillance during construction and service (example in Sicily, figure 1)
- ingress of water and chlorides at leaking joints into not fully grouted tendons (examples in Great Britain and Belgium).

Only in a few cases, were the reasons mentioned above alone responsible for the collapse. Mostly, the sensitivity of the structure and a combination of different reasons caused the accident.

In Switzerland no collapses of prestressed concrete structures have occurred, but heavily corroded post-tensioning tendons have been identified (figures 2a and 2b). Figure 2a shows a bridge tendon with heavily corroded prestressing wires. The rupture of one wire was caused by pitting corrosion (total loss of cross-section). In Switzerland, no cases of stress corrosion and hydrogen embrittlement have so far been detected in grouted bridge tendons.



(2a)

Lochfrass an Spanndrähten und ein durchgerosteter, gerissener Draht eines Brückenspannglieds [5]

Bridge tendon with prestressing wires corroded by pitting with one wire completely corroded and broken [5]





Forschung, Entwicklung und Normen

In der Schweiz gab es bisher zwar keine Einstürze von vorgespannten Betonbauten, wohl aber erhebliche Korrosionsschäden an Spanngliedern (Bilder 2a und 2b). Bild 2a zeigt ein Spannglied einer Brücke mit stark korrodierten Spanndrähten. Der Bruch in einem der Spanndrähte wurde durch den korrosionsbedingten Querschnittsverlust verursacht. Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung als Ursache für gerissene Spannstähle bei zementinjizierten Spanngliedern von Brücken wurden in der Schweiz bisher noch nie beobachtet. Der Korrosionsangriff bei den Monolitzen einer Parkgaragendecke durch Spannungsrisskorrosion führte andrerseits zu erheblichen Ouerschnittsverlusten sowie zum Bruch einzelner Litzendrähte und einer Litze (Bild 2b).

In diesem Falle war der Korrosionsschutz der Monolitzen im Bereich der temporären Schwindgasse ungenügend.

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 (Widerstandsseite).

In den allermeisten Fällen bildete die Kombination verschiedener Schwachstellen der Konstruktion (Gefährdungsbilder), bei vorhandener äusserer Gefährdung (Leiteinwirkung), die Schadenursache. Daraus ergeben sich «Schadenketten», die beispielsweise bei Spanngliedern im Verbund oft an der Bauwerksoberfläche beginnen und somit meistens «sichtbar» oder bei Zustandsuntersuchungen feststellbar sind. On the other hand, the corrosion attack on monostrands in the floor slab of a multi-storey car park caused considerable loss of cross-section as well as the failure of strand wires and an entire strand due to stress corrosion (figure 2b). In this case, the corrosion protection in the area of the temporary construction joint (for allowing shrinkage) was insufficient.

Based on the evaluation of other cases of damage, it was possible to identify the most important external and internal hazards. External hazards are due to the environment or the service conditions (action side). Internal hazards involve 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 damage is mostly the combination of weak structural areas (hazard scenarios) and an existing external hazard (leading action). Hence, 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 (figures 3a and 3b).

An important reason for this positive assessment is the fact that generally cable-stayed structures are redundant and that the simultaneous failure of several stav cables due to corrosion is rather unlikely. However, the loss of a socalled back stay could cause structural collapse. In some stay cable applications, however, considerable corrosion damages had to be eliminated or stays even had to be exchanged (figures 4, 5a and 5b). Compared to post-tensioned tendons in bridges, stay cables are partly exposed to additional



(3a



Lance Mitan-Hängebrücke über den Moruga-Fluss, Trinidad nach dem Einsturz 1998 und Zustand der Hängeseile und der Hänger [14]

(3b

Suspension bridge Lance Mitan over the river Moruga, Trinidad, after collapse in 1998 with details of the suspension cables and hangers [14]



Ansicht der Schrägseilbrücke Zárate-Brazo Largo, Argentinien [15] View of the cable-stayed bridge Zárate-Brazo Largo, Argentina [15]

## Schrägseilsysteme

Gemäss den Kenntnissen der Autoren gab es bisher wegen Korrosion – abgesehen von einer Hängebrücke wegen des vollständig vernachlässigten Unterhaltes (Bilder 3a und 3b) – 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 allerdings zu einem Tragwerksversagen führen. Bei einigen Schrägseilanwendungen waren jedoch erhebliche Korrosionsschäden zu beheben oder gar die Schrägseile auszuwechseln (Bilder 4, 5a und 5b).

Zusätzlich zu den für Spannsysteme beschriebenen sind Schrägseile weiteren Einwirkungen ausgesetzt wie 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).

actions such as direct weather effects, direct water access (containing chlorides), direct sunlight (UV-radiation) and thus 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 of ground engineering. In some anchors in Switzerland the tensile members have considerable corrosion shown damage, but no catastrophic failure occurred. In general, the damage was found in good time and could be rectified without great cost. In most cases replacement anchors were installed. Worldwide, a comparatively small number of anchored structures have collapsed due to corrosion damage, the main reason being that anchored structures are redundant and often exhibit resistance reserves due to prudent assumptions regarding the characteristic values of the around.

The distribution of corrosion damage and the corresponding knowledge thereof correlate directly with the development stages of the anchor technique in Switzerland. Due to the lack of systematic examination methods, for the so-called





# (5b)

Korrosionsschäden am gerissenen Schrägseil der Brücke Zárate-Brazo Largo, Argentinien. [16] Corrosion damage in the failed stay cable of the Zárate-Brazo Largo Bridge, Argentina [16]

## Ankersysteme

Die Ankertechnik ist zu einem wichtigen Teil der Bautechnik im Grundbau geworden. Bei einigen Verankerungen sind in der Schweiz 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 in der Schweiz. fully bonded anchors (approx. 1950 until 1975) only the anchor head area can be spot-checked. With good workmanship during execution and a benign environment, cement grout in the free anchor length and in the anchor head area can be a durable protection. The condition evaluation must therefore be based on a risk assessment.

The corrosion protection of anchors having a free anchor length remaining movable during service life without «double corrosion protection» (approx. 1973 until 1983) is generally insufficient (figure 6).

Depending on the type of structure and the quality of the execution, damage to this type of anchor can be found systematically or limited to single cases. It must be considered, however, that quite often non-ductile failures due to stress corrosion occur (figure 7). The condition survey and evaluation should be based on the examination of a representative number



Freispielanker ohne «doppelten Korrosionsschutz» (ca. 1973 bis 1983) mit Schwachstellen, wo Wasser zum Spannstahl vordringen kann [5].

- 1. Risse im zementösen Füllgut (Krafteinleitung)
- **2.** Unvollständige äussere Injektion im Kopfbereich, unvollständige innere Injektion oder weggeflossene Korrosionsschutzmasse
- 3. Fehlende Schutzhaube, poröser und/oder schlecht haftender Nischenbeton

Ground anchor without «double corrosion protection» (approx. 1973 until 1983) having a free anchor length remaining movable during service life with «weak points» where water can penetrate to the prestressing steel [5].

of anchors.

- 1. Cracks in cement grout (force spreading zones)
- **2.** Incomplete, exterior grouting in the anchorage area, incomplete, interior grouting or corrosion protection material flown off
- **3.** Missing protection cap, porous and/or recess concrete insufficiently bonded

Bei Vollverbundankern (ca. 1950 bis 1975) können Schäden mangels systematischer Überprüfbarkeit nur stichprobenweise im Ankerkopfbereich ermittelt werden. Bei sorgfältiger Bauausführung und günstigem Umfeld kann die Zementinjektion auf der freien Ankerlänge und im Ankerkopfbereich einen sehr dauerhaften Schutz bewirken. Die Zustandsbeurteilung einer Verankerung muss mit einer Risikoanalyse erfolgen. Freispielanker ohne «doppelten Korrosionsschutz» (ca. 1973 bis 1983) weisen generell einen ungenügenden Korrosionsschutz auf (Bild 6).

Je nach Konstruktionskonzept des Bauwerkes und Ausführungsqualität der Verankerung können bei dieser Ankergeneration Schäden systematisch oder auf Einzelfälle beschränkt auftreten. Zu beachten ist, dass bei diesem Ankertyp nicht selten Sprödbrüche infolge Spannungsrisskorrosion eingetreten sind (Bild 7). Die Zustandserfassung und -beurteilung erfolgt anhand der Überprüfung einer repräsentativen Anzahl Anker.

Anker mit «doppeltem Korrosionsschutz» (ca. 1983 bis 1994) weisen generell einen genügenden Korrosionsschutz auf. 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, Ankerkopfinspektionen und durch Kraftkontrollen (Abheben) erfolgen.

Bei Ankern mit «umfassendem Korrosionsschutz» (ab 1995) ist die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes jederzeit mit einer elektrischen Widerstandsmessung überprüfbar [11]. Bei positiven Messergebnissen sind keine Schäden zu erwarten. Die Zustandsbeurteilung kann anhand von Messungen und stichprobenartigen Ankerkopfinspektionen erfolgen. Anchors with a «double corrosion protection» (approx. 1983 until 1994) are in general sufficiently protected against corrosion. It can be expected that with this anchor generation and reasonably designed structures, damage is 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 checking of the anchor force in the case of lift-off. The effectiveness of anchors with a «comprehensive corrosion protection» (since 1995) can be verified by measuring the electrical resistance [11]. If the resistance requirements are fulfilled no damage will occur. The condition evaluation can be based on measurements and spotchecking in the anchor head area.



**7** Ausgebauter

Ankerkopf eines Felsankers, alle 6 Litzen gebrochen [5] Dismantled stressing anchorage of a rock anchor, all 6 strands are broken [5]

## Zusammenfassung

Durch die Abklärung der Schadenursache bzw. des Schadenmechanismus bei Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern, Schrägseilen und Ankern konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt und Gefährdungsbilder beschrieben werden. Diese Kenntnisse sollen den Systemlieferanten helfen, ihre Systeme weiter zu verbessern, wie auch dazu beitragen, Bauherren und Ingenieure für die Problematik von Spannstahlschäden zu sensibilisieren.

Die Autoren laden alle Leserinnen und Leser ein, ihnen ihre Erfahrungen zugänglich zu machen. Damit können der Kenntnisstand über Schäden an Spannstählen sukzessive vervollständigt, noch bestehende Wissenslücken geschlossen und grössere Schäden oder katastrophales Versagen von Tragwerken vermieden werden.

#### Summary

By clarifying the cause of damage or the mechanism of corrosion damage to prestressing steels used in post-tensioned tendons, stay cables and ground anchors, valuable lessons could be learnt and hazard scenarios developed. This knowledge can be used by system suppliers to improve their systems and to draw the attention of engineers and owners to the problems arising from corrosion damage in prestressing steels.

Readers are invited to share their experience with the authors. Thereby, our knowledge base for damage to prestressing steels could be gradually completed, the existing gaps in our knowledge eliminated and heavy damage or catastrophical structural failures avoided.

#### Referenzen / References

 CUR Cases of damage due to corrosion of prestressing steel, Netherlands committee for concrete research, CUR, Report 49, 1971.
 FIP Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages, FIP State of the art report, Thomas Telford, London, 1986.

[3] FIP Corrosion protection of prestressing steels, FIP Recommendations, FIP Commission on Prestressing Materials and Systems, 1996.

[4] F. Hunkeler, H. Ungricht und P. Matt, Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 86 / 95, Bericht VSS Nr. 534, 1998.

[5] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt und R. Werner, Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, Forschungsauftrag AGB 2000 / 470, Bericht VSS Nr. 588, August 2005.

[6] U. Nürnberger, Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Bonn-Bad Godesberg, Heft 308, 1980.

[7] U. Nürnberger, Studie zu Spannstahlbrüchen, Abschlussbericht zum Forschungsauftrag DBV 210, FMPA, BW, Stuttgart, 1998.
[8] Management of post-tensioned grouted duct bridges, PIARC (World Road Association), C 11 Committee on Road Bridges, April 1999.

[9] T. Vogel, Zustandserfassung von Brücke bei deren Abbruch, Bericht zum Forschungsauftrag Nr. AGB 1998 / 101, Entwurf vom Sept. 2005.

[10] T. Vogel, Zustandsbeurteilung von Brükken bei deren Abbruch, fib-CH-Publikation, fib Kongress Neapel 2006, pp 18-23.

**[11] U. von Matt**, Dauerhafte vorgespannte Anker, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib-ch, S. 144 - 147.

[12] L. Wichter und W. Meiniger, Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2000.

[13] E. Proverbio, G. Laganà, V. Venturi, Il collapso 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.

[14] The collapse of the Lance Mitan suspension bridge, Trinidad, http://www.seetobago.com/trinidad/sbridge/lmsb1.htm

[15] M.H. Faber, D.L. Hommel, 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.

[16] 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. Engelund und M.H. Faber mit gleichem Titel.

#### Autoren / Authors

Fritz Hunkeler Dr. sc. techn, dipl. Ing. ETH TFB Lindenstrasse 10 CH-5103 Wildegg hunkeler@tfb.ch Peter Matt dipl. Bauing. ETH Ingenieur-Beratung Talweg 21 CH-3063 Ittigen PeterMatt@email.ch Ueli von Matt dipl. Bauing. ETH Dr. Vollenweider AG Badenerstrasse 621 CH-8048 Zürich vonmatt @drvollenweiderag.ch René Werner Schadenexperte Korrosion EMPA Überlandstrasse 129 CH-8600 Dübendorf rene.werner@empa.ch