

A. M. M. '87

# Schweizerische Bauzeitung

Revue Polytechnique Suisse

Wochenzeitschrift  
für Architekten  
und Ingenieure

14

96. Jahrgang Donnerstag, 6. April 1978

Herausgeber:  
Verlags-AG der akademischen  
technischen Vereine

**Prestressed Concrete  
in Switzerland**

**Béton précontraint  
en Suisse**

**Spannbeton  
in der Schweiz**



**FIP  
LONDON '78**

# Stahlbau



**Buss AG, Basel,  
seit über 75 Jahren Ihr zuverlässiger  
Schweizer Stahlbau-Partner!**

**Wir projektieren, berechnen und erstellen**

- **Industrie-, Verwaltungs-  
und Gemeinschaftsbauten**
- **Strassen- und Eisenbahnbrücken**
- **anspruchsvolle Spezial-  
und Schweisskonstruktionen.**

**Wenn Sie Wert legen auf flexibles,  
preisgünstiges, schnelles  
und wetterunabhängiges Bauen,  
dann sind wir der richtige Partner  
in der Schweiz für Sie!**

**Rufen Sie uns an: Buss AG, Basel  
CH-4133 Pratteln, Tel. 061 815441**

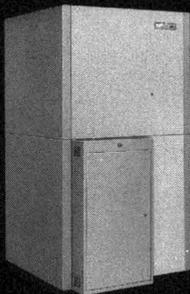
# Buss AG Basel Schweiz

# Hier geht Ihr Geld in die Luft!

(Heizen Sie auch noch so?)

Früher, als das Heizöl noch billig war, konnte man sich einiges an Energieverschwendung leisten (und an Umweltverschmutzung?) Heute besinnt man sich auf bessere, umweltfreundlichere und sparsamere Heizmethoden. Wissen Sie, dass jede bestehende Zentralheizung - sei sie nun mit Öl, Kohle oder Gas betrieben - auf Elektrobetrieb umgestellt werden kann?

Miteinem zentralen Elektro - Speicher - block nutzen Sie den billigen Nachtstromtarif aus. Die Belastungsverhältnisse im örtlichen Strom-Netz erlauben nicht in allen, jedoch in vielen



Fällen den Anschluss solcher Elektro - Speicher - Heizungen. Wenn Sie uns den untenstehenden Coupon einsenden, klären wir gerne ab, welche Möglichkeiten in Ihrem Fall gegeben sind.

## störri

AW

Störi & Co. AG, Fabrik elektrischer Apparate  
8820 Wädenswil, Telefon 01-780 77 33

## Informations-Coupon

Ich/wir wünsche(n)

- Dokumentation über Elektro-Raumheizung  
 Abklärung der Anschlussmöglichkeiten

Name: \_\_\_\_\_  
Adresse: \_\_\_\_\_  
Telefon: \_\_\_\_\_

AW

MUBA 78 Basel - Halle 24, Stand 341

## Schweizerische Bauzeitung

Verlags-AG der akademischen technischen Vereine. Offizielles Organ des SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, der GEP, Gesellschaft Ehemaliger Studierender der ETH Zürich, der ASIC, Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieure.

96. Jahrgang Heft 14

6. April 1978

### Inhalt

**8. Int. Kongress der Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) in London (30. April bis 5. Mai):**

#### SPANNBETON IN DER SCHWEIZ PRESTRESSED CONCRETE IN SWITZERLAND

Vorwort — Introductory note. Von *M. Birkenmaier*, Zürich . . . 235

Bemerkenswerte Spannbetonbrücken. Outstanding bridges in prestressed concrete. Von *R. Walther*, Basel/Lausanne . . . 236

Spannbeton im Hochbau. Prestressed concrete in building construction. Von *H. Bachmann*, Zürich . . . 244

Ouvrages remarquables autres que ponts et bâtiments. Outstanding structures other than bridges and buildings, par *J.-P. Delisle*, Lausanne . . . 256

Spannbetonforschung am Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Prestressed concrete research at the Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Zürich. Von *R. Caflisch*, Zürich . . . 266

La contribution de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) au développement du béton précontraint. The contribution of the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne on development of prestressed concrete, par *R. Favre*, Lausanne . . . 269

Beitrag der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt (EMPA) zur Entwicklung der Vorspanntechnik. Contribution of the EMPA to the development of prestress technology. Von *M. Ladner*, Dübendorf . . . 273

Die Rolle des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) in der Entwicklung des Spannbetons. The role of the Swiss Association of Engineers and Architects (SIA) in the development of prestressed concrete. Von *A. Cogliatti*, Zürich . . . 277

Langzeitmessungen an Spannbetonbrücken Long-term measurements on prestressed concrete bridges. Von *M. Birkenmaier*, *H. Nil* und *H. R. Siegwart*, Zürich . . . 280

Materialtechnische Untersuchungen und Bruchversuch an einer 20 Jahre alten, vorgespannten Brücke über die alte Glatt bei Zürich. Material investigations and failure tests on a 20 years old, prestressed bridge over the Glatt near by Zürich. Von *Ch. Weder*, Dübendorf . . . 288

Ausgewählte Beiträge aus der «Schweiz. Bauzeitung» und aus dem «Bulletin technique de la Suisse romande» zum Thema Vorspannung. Selected contributions concerning prestressing, published in the «Schweiz. Bauzeitung» and in the «Bulletin technique de la Suisse romande» . . . 296

\*\*\*

Korrosionsschutz an Schienenfahrzeugen. Von *H. Lilljeqvist*, Zürich . . . 297

#### Umschau

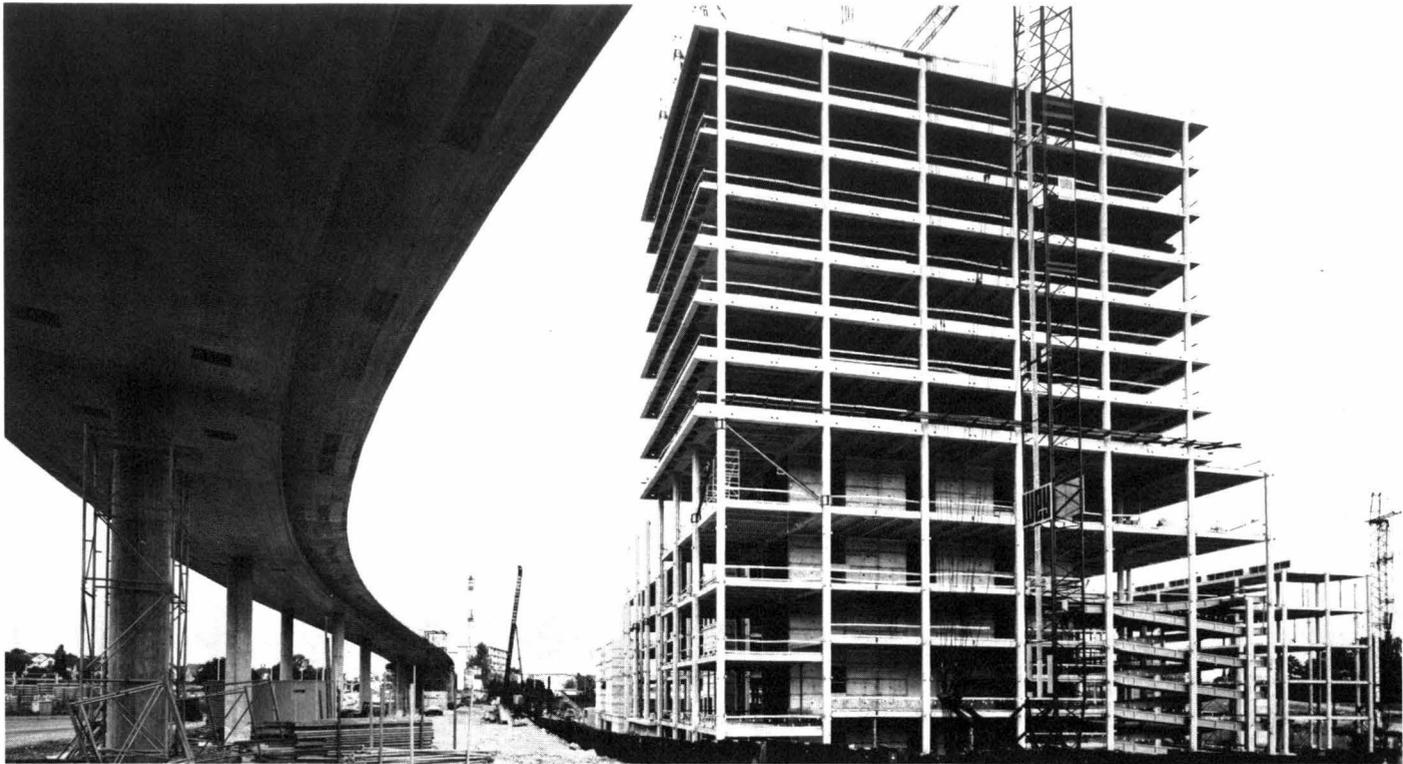
Grösste Supraleiter-Kabelstrecke der Welt funktionsfähig. Bruchfestes Glas zum Einkapseln von Atommüll . . . 299

#### Eidg. Technische Hochschule Zürich

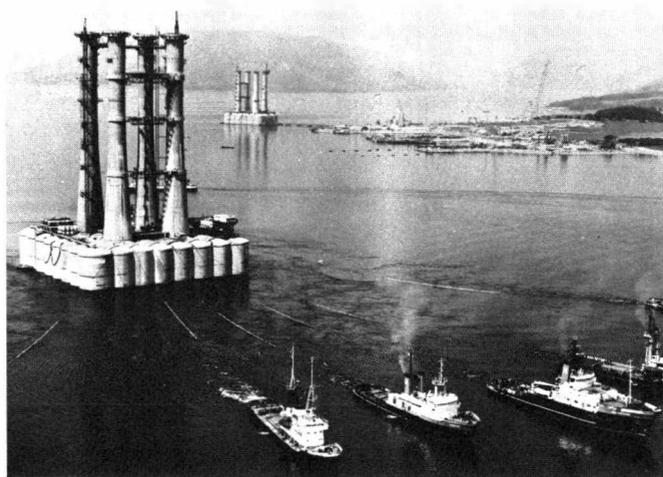
K. Osterwalder, neuer Professor für Mathematik. 19 erfolgreiche Absolventen des Nachdiplomkurses für Raumplanung . . . 300

# Worldwide Experience and Progress in Prestressed Concrete for 30 Years

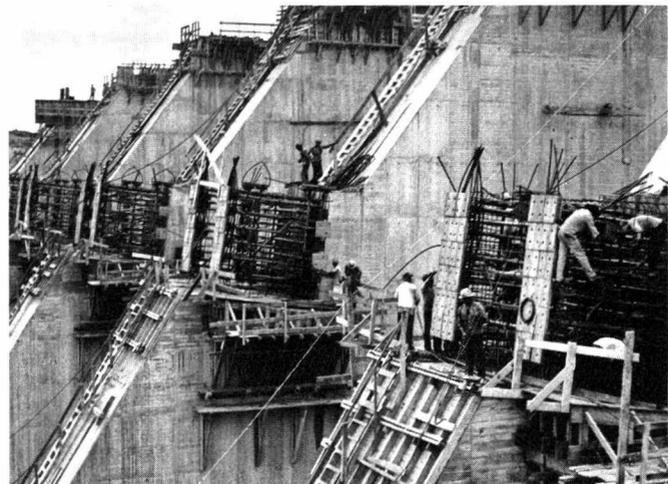
# BBR



Bridge and Shopping Centre near Zurich, Switzerland



Off-shore platform Cormorant A in the Nord Sea



Spillway piers at Jaguará Power Plant, Brazil

## BUREAU BBR Ltd.

Development of Prestressing  
Systems and Special Equipment

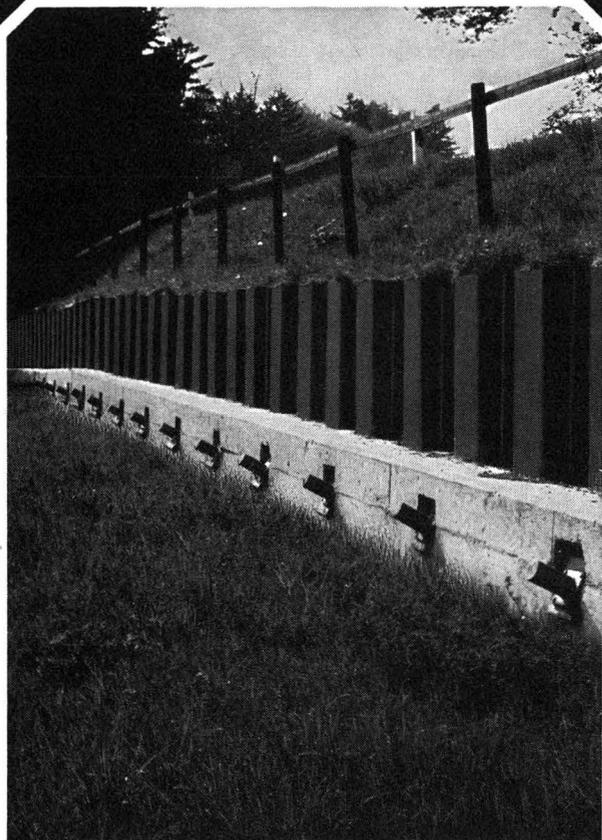
Technical Assistance to  
Consultants and Contractors

## STAHLTON AG

General Licensee in Switzerland

P. O. Box  
CH-8034 Zurich, Switzerland

Manufacture, Supply and Site  
Services for Prestressing and Prefabrication



Rutschsanierung Hüntwangen

**Spritzbeton,  
Verankerungen,  
Sondierbohrungen,  
Injektionen,  
Betonbohrungen.**

**GREUTER**

8032 Zürich  
Böcklinstrasse 26  
Telefon 01 32 90 28

## Schweizerische Bauzeitung

### Verlag und Redaktion

Zürich-Giesshübel, Staffelstrasse 12  
Postadresse: CH-8021 Zürich, Postfach 630, Tel. 01 / 201 55 36  
Druck: Offset + Buchdruck AG, 8021 Zürich

### Redaktoren:

Kurt Meyer, Chefredaktor; Bruno Odermatt, Arch. SIA

### Verwaltungsrat

der Verlags-AG der akademischen technischen Vereine:

R. Schlaginhafen, Ing. (Präsident); Prof. J.-C. Badoux, Ing.;  
A. Cogliatti, Ing.; A. Métraux, Ing.; H. Michel, Arch.;  
G. Ossola, Ing.; A. Rivoire, Arch.; A. Schönholzer, Ing.;  
F. Schwarz, Arch.; R. Steiger, Ing.; F. Vermeille, Ing.;  
U. Zürcher, Ing.

### Bezugspreise

	6 Monate	12 Monate
Schweiz	63.—	115.—
Ausland	70.—	127.—

Preis des Einzelheftes: Fr. 5.—

Für die Mitglieder der Partnerverbände der Verlags-AG, des Schweiz. Technischen Verbandes sowie für Studierende ermässigte Preiskategorien. Postcheckkonto 80-6110.

Nachdruck von Bild und Text auch auszugsweise nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

### Anzeigenverwaltung

## Iva

IVA AG für internationale Werbung, Hauptsitz: 8035 Zürich, Beckenhofstrasse 16, Tel. 01 / 26 97 40, Postcheck 80-32735.

### Filiale:

1004 Lausanne, 19, av. Beaulieu, Tel. 021 / 37 72 72

## BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Adresse: Avenue de Cour 27, 1007 Lausanne

### Inhalt von Heft 7, 1978

La nouvelle halle «Fosses» de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne . . . . .	77
Module d'élasticité d'un béton haut-valaisan, par Stéphane Balmer et Serge Oesch . . . . .	81
Les transports semi-collectifs, par Philippe H. Bovy et Vincent Krayenbühl (suite) . . . . .	85
Divers. Postes à pourvoir . . . . .	80
Congrès. EPFZ. Documentation générale. Documentation du bâtiment . . . . .	91
Informations diverses . . . . .	92



Spann-Stahl AG Fabrikation Hinwil/ZH

# OYWIDAG

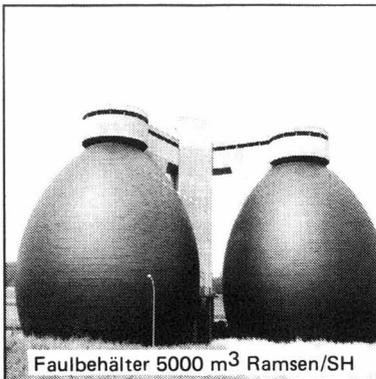
SPANNVERFAHREN

## SPANN-STAHLAG

8340 HINWIL/ZH

TELEX 75149

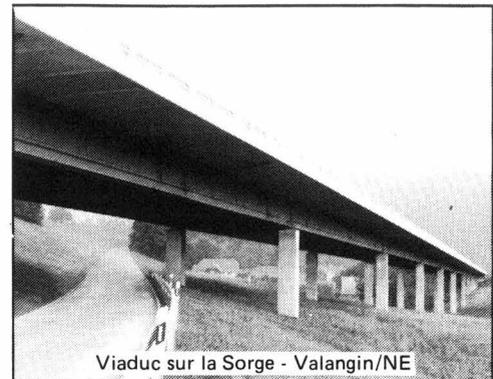
TELEFON 01/937 10 20



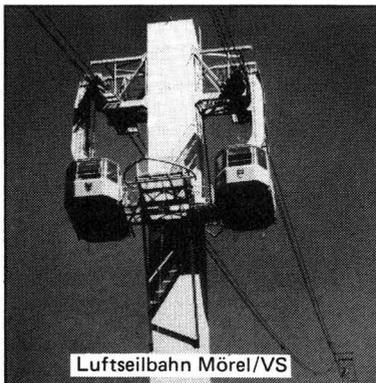
Faulbehälter 5000 m<sup>3</sup> Ramsen/SH



SBB Brücken Zürich-Kloten/ZH



Viaduc sur la Sorges - Valangin/NE



Luftseilbahn Mörel/VS

### Gewindestahl

		(ST 85/105)	(ST 110/125)
∅ 26,5 mm	V <sup>o</sup> 40 To	50 To	
∅ 32,0 mm	V <sup>o</sup> 60 To	70 To	
∅ 36,0 mm	V <sup>o</sup> 75 To	90 To	

∅ 15,0 mm	V <sup>o</sup> 14 To	(ST 90/110)
20,0 mm	V <sup>o</sup> 24 To	

### Glattstahl

		(ST 85/105)	(ST 110/125)
∅ 26 mm	V <sup>o</sup> 40 To	45 To	
∅ 32 mm	V <sup>o</sup> 60 To	70 To	
∅ 36 mm	V <sup>o</sup> 75 To	90 To	

### Litzenspannglieder

	(ST 160/180)
19 x 0,6"	V <sup>o</sup> 335 To
15 x 0,6"	V <sup>o</sup> 265 To
14 x 0,6"	V <sup>o</sup> 247 To
12 x 0,6"	V <sup>o</sup> 212 To
9 x 0,6"	V <sup>o</sup> 159 To
7 x 0,6"	V <sup>o</sup> 124 To
5 x 0,6"	V <sup>o</sup> 88 To
4 x 0,6"	V <sup>o</sup> 71 To
3 x 0,6"	V <sup>o</sup> 53 To

### Mono-Kabel

	(ST 160/180)
1 x 0,5"	V <sup>o</sup> 12 To
1 x 0,6"	V <sup>o</sup> 18 To
1 x 0,7"	V <sup>o</sup> 25 To



Vorgespannte Pisten Gantrisch/BE



Krummbachbrücke N9 Sion/VS



Elementwand mit GEWI-STAHLAGF Basel



Kernkraftwerk Gösgen/SO



GEWI<sup>®</sup>-STAHL

∅ 22 25 28 50 mm

Betonrippenstahl IIIa

mit aufgewalztem Gewinde

und GEWI<sup>®</sup>-Muffenstoss

Spannbeton-Konstruktionen

Stahlbau

Fels- und Alluvialanker

Holzbau

Schalungsanker ∅ 15,0 mm

Elementbau

Schraubmuffenstoss

# Der beste Grund für den neuen Volvo Baggerlader BM 646 ist, dass er mit jedem Grund und Boden fertig wird.

Wirklich mit jedem. Aber das ist ja auch kein Wunder – bei dem Chassis: Der Baggerlader BM 646 wird aufs gleiche Chassis gebaut wie der bewährte Pneulader Volvo BM 641.

Mit grossen «Ich-komme-überall-durch-Rädern». Mit Vierradantrieb, Differentialsperre und dem (fast schon legendären) Power-Shift-Lastschaltgetriebe. Mit einem Ausleger, der so konstruiert ist, dass Sie gleichzeitig baggern und den Ausleger schwenken können. (Indem sich der Ausleger beliebig abwinkeln lässt, können Sie z.B. mit dem Tieflöffel millimetergenau an Mauern entlang; um Rohre oder Steine herum baggern.)

Doch der Volvo BM 646 ist mehr als ein Bagger. Dank der exklusiven Schnellkupplung von Volvo BM kann er innert Sekundenfrist mit einem anderen Arbeitsgerät ausgerüstet werden. (So lassen sich die verschiedensten Schaufeln für unterschiedliche Baggerarbeiten mit den verschiedensten Zangen, Schaufeln und Gabeln für Ladearbeiten auswechseln.)

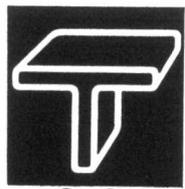
Ganz nach Grund, Boden und Bedarf. Zu sagen bleibt noch, dass der neue Volvo Baggerlader BM 646 von A bis Z wirtschaftlich ist. (Vom Kauf also bis zum Eintausch.) Und dass die Sicherheits-Kabine mit der Extremisolation hohen Komfort bietet und alle Bedienungsinstrumente bequem zu betätigen sind, ist beim neuen Baggerlader 646 ein weiteres Element des Erfolgskonzeptes.

**Für Wirtschaftlichkeit und Sicherheit im Betrieb garantiert Volvo BM mit einem fachgerechten Service und Original-Ersatzteilen.**



**VOLVO BM**  
Denn sicher ist sicher.

Automobiles Volvo SA, Abteilung Baumaschinen, Industriering, 3250 Lyss, Tel. 032 84 71 11.

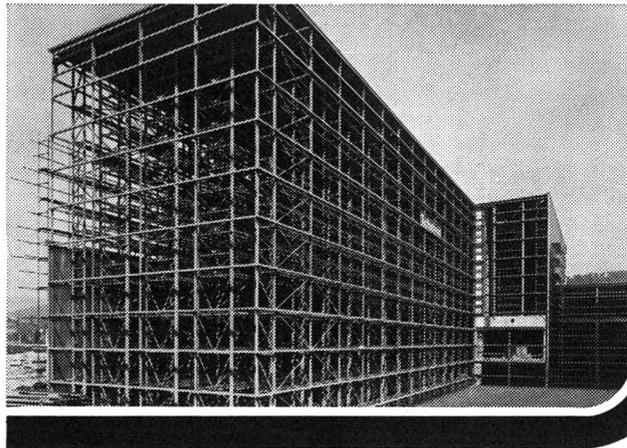
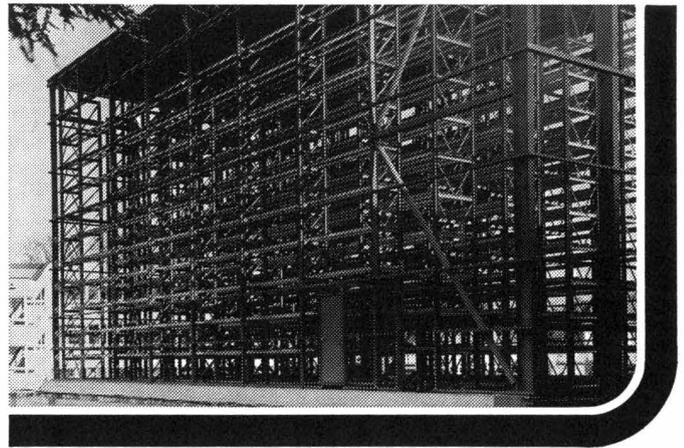


# Tuchs Schmid aktuell

## Hochregallager aus Stahl - von Tuchs Schmid geplant und ausgeführt.

10 Jahre Erfahrung an über 40 Anlagen in der Schweiz und im Ausland - Tatsachen, die für Tuchs Schmid-Hochregallager sprechen. Tuchs Schmid plant nach eigenen Entwürfen und Systemen und übernimmt die rohbaufertige Ausführung. Tuchs Schmid-Hochregallager beginnen dort, wo kleine Normgestelle aufhören. Tuchs Schmid baut freistehende und gebäude tragende Gestelle. Die ausgereiften Konstruktionen und maschinellen Fertigungsmethoden gewährleisten Wirtschaftlichkeit, kleine Masstoleranzen und hohe Stabilität. Tuchs Schmid-Hochregallager entsprechen den einschlägigen Normen, den Sicherheits-

vorschriften und den feuerpolizeilichen Bestimmungen. Die Bauweise wird im Einzelfall auf die gewählten Bedienungsgeräte - für Hand- oder automatischen Betrieb abgestimmt.



Tuchs Schmid-Hochregallager werden gebaut für:

- Palettierbare Güter
- Langgutmaterial
- Behälter
- Grosse Einzelstücke bis zu kompletten Maschinen

## Informations-Bon

Auch bei uns könnte sich das Problem «Hochregallager» stellen. Wir möchten dann mit einer erfahrenen Firma zusammenarbeiten. Senden Sie uns deshalb Ihre Dokumentation über Hochregallager.

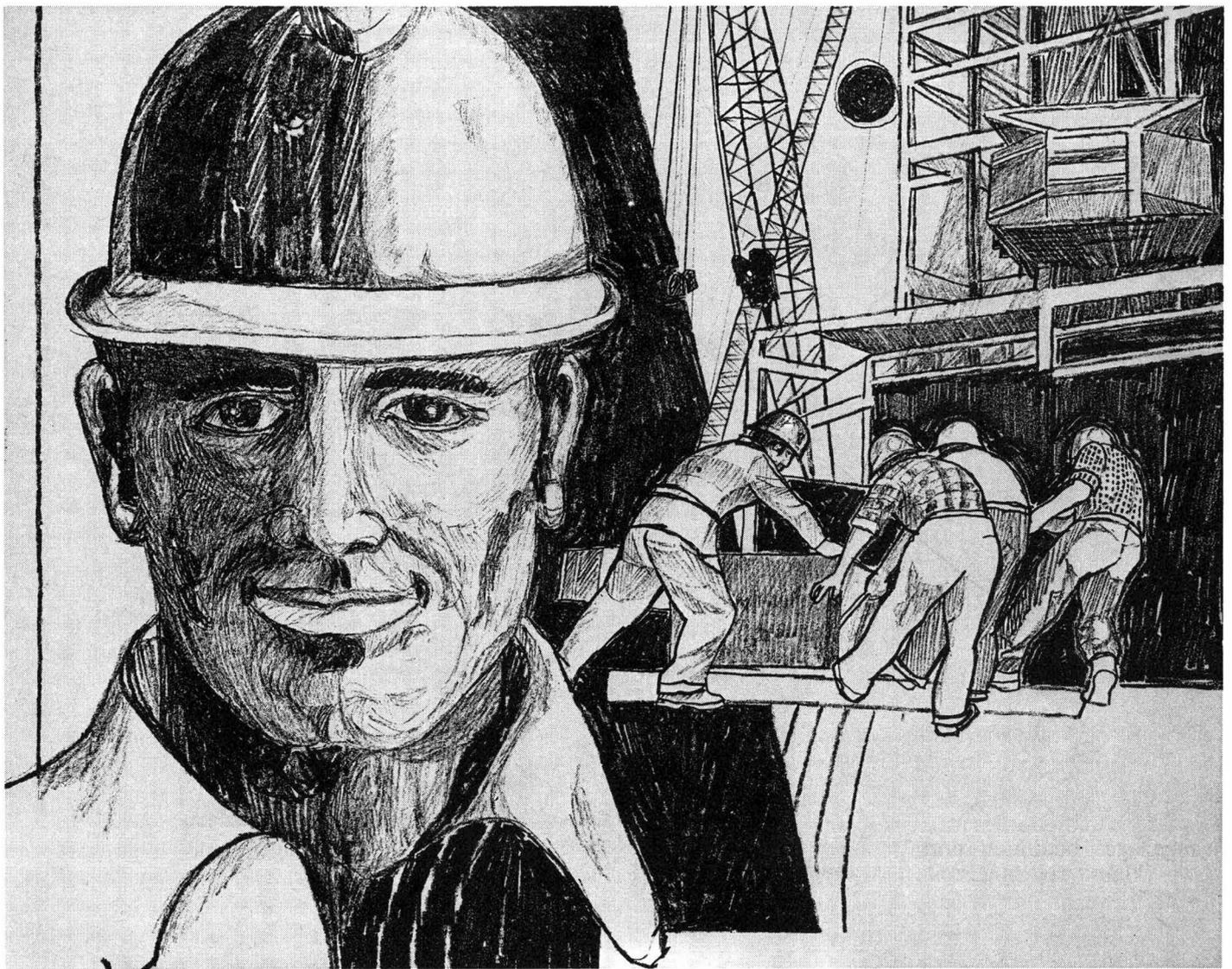
Firma \_\_\_\_\_  
 Zuständig \_\_\_\_\_  
 Strasse \_\_\_\_\_  
 PLZ/Ort \_\_\_\_\_  
 Telefon \_\_\_\_\_



# Tuchs Schmid AG

Zweigniederlassungen  
in Zürich und Bern

Stahlbau - Metallbau  
8500 Frauenfeld  
Telefon 054 724 71 - 75



500314.VII D

# Die Kenner im Baugewerbe wählen BBC wenn es um zuverlässige Bausteine für die elektrische Ausrüstung von Bauten geht

*Wir liefern Anlagekomponenten:*

- Industrie-Schaltgeräte
- Sicherungsautomaten
- Elektromotoren
- Niederspannungs-Schaltgeräte und Hausinstallationsmaterial (Unter- und Aufputzgeräte)

*Wir projektieren und erstellen komplette Anlagen und Ausrüstungen:*

- Niederspannungs-Verteilanlagen
- Kombinierte Antriebssysteme in Standard- und Spezialausführung mit Motoren für alle Leistungs-

bereiche, in vielen Bau- und Schutzarten

- Sprechfunkgeräte und -anlagen
- Notstromversorgungs-Anlagen und unterbrechungsfreie Stromversorgung
- Umweltschutz-Anlagen

**BBC** normelec  
BROWN BOVERI

Mellingerstrasse 6  
5401 Baden  
Tel. 056 22 12 22

**BBC**  
BROWN BOVERI

BBC Aktiengesellschaft  
Brown, Boveri & Cie.  
5401 Baden/Schweiz

Zweigbüros in Baden, Basel, Bern, Lausanne und Zürich

500 314.VIII D

Viaduc du lac de la Gruyère,  
N 12 Vevey – Bern.  
Diese 2043 m lange Brücke wird mit 1225 VSL-  
Spannkabel oder 712 to Spann Stahl vorgespannt.

Das VSL-Litzen-Spannverfahren ist in über 30 Ländern auf allen Kontinenten vertreten. Im Brückenbau, im Hochbau, im Tiefbau für Boden- und Felsanker und auch im Stollenbau wurde das Verfahren erfolgreich eingesetzt. Dank der grossen Anpassungsfähigkeit des Verfahrens und der verschiedenen Einbaumöglichkeiten können Wünsche der Projektierenden und der Bauunternehmer weitgehend erfüllt werden.

Losinger AG  
VSL International  
Könizstrasse 74  
3001 Bern/Schweiz  
Telefon 031/45 22 11  
Telex 33 300/32 667

In der Schweiz vertreten durch:

**Spannbeton AG**

Bernstrasse 134  
3327 Lyssach  
Telefon 034/45 15 72

mit Niederlassungen in:

- Crissier Tel. 021/35 12 78
- Bellinzona Tel. 092/25 71 17



## LITZEN-SPANNVERFAHREN

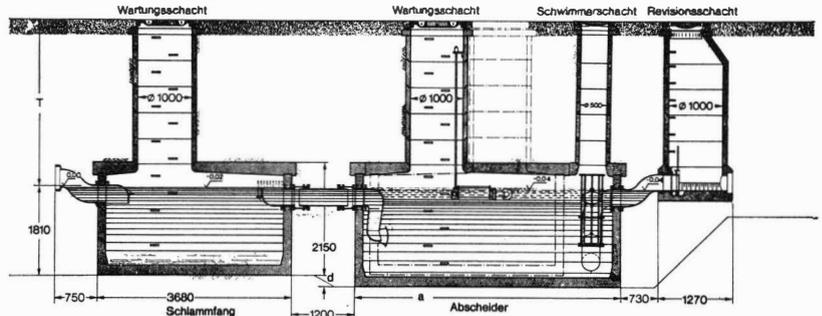
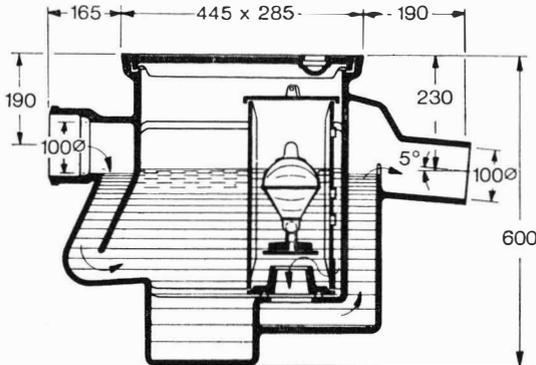


# PASSAVANT Fett-, Öl- und Benzinabscheider

Kleinabscheider 0,5—10 l/s aus Guss, Kunststoff und Stahlblech

Grossabscheider 25—100 l/s in Orts- oder Fertigstahlbetonbauweise

mit und ohne selbsttätigen Schwimmerabschluss, automatische Ölüberlaufrinne, Alarmanlagen usw.



**Werner Maag AG**  
**8032 Zürich**  
**Zeltweg 44**  
**Tel. 01/32 75 80**  
**Telex 58675**

Verlangen Sie unsere ausführlichen Unterlagen.



IPK-Zulassung 1096

Adresse:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

SBZ 30

## proceq



In zahlreichen Bauwerken sind unsere erprobten Brückenaufleger, Fahrbahnübergänge und Fugendichtungen eingebaut und haben sich über lange Zeit bestens bewährt.

Unsere Fachleute beraten Sie gerne bei der Projektierung und helfen Ihnen, Ihre Aufgaben optimal zu lösen.

**RESTON Stahlaufleger** als Punktkipplager, Linienkipplager, Rollenlager und Horizontalkraftlager

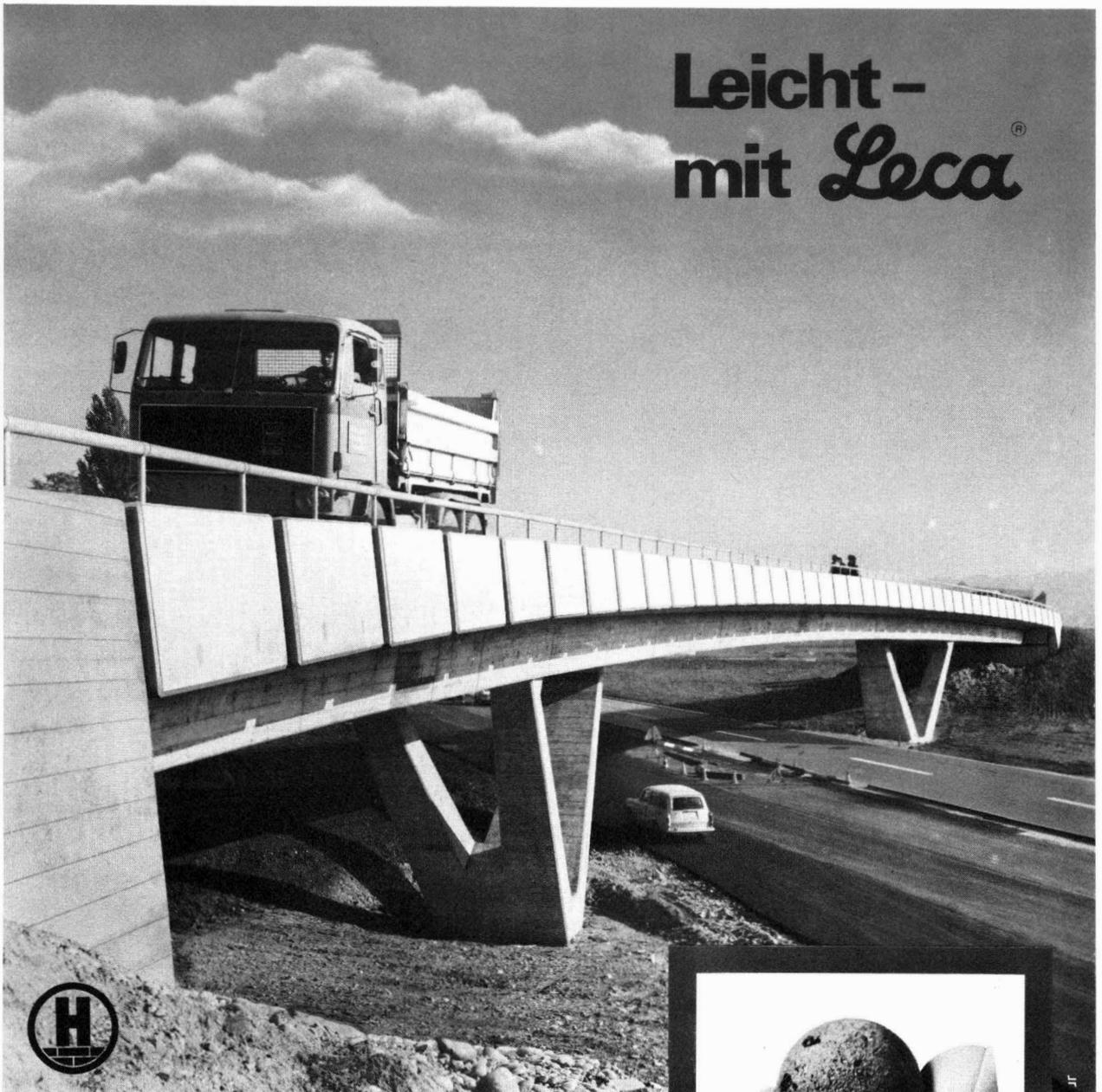
**LASTO Gummiaufleger** als armierte oder unarmierte Deformationslager und Deformations-Gleitlager

**TENSA Fahrbahnübergänge** als Fingerplatten-, Schlepplblech- und wasserdichte Konstruktionen

**ACME Elastomerprofile** als Fugendichtungen aller Art

PROCEQ SA · 8034 Zürich · Riesbachstrasse 57 · Telefon 01/47 78 00

# Leicht- mit Leca®



Brücke aus *Leca h&ds*-Beton beim N 4-Anschluss (Mutzentäli), Schaffhausen  
 Bauherr: Tiefbauamt des Kantons Schaffhausen  
 Statik: Wehrli & Weimer, dipl. Bauing. ETH/SIA, Zürich  
 Bauausführung: B. Ehrat-Osswald, Baugeschäft, Neuhausen am Rheinfall



72

Weitgespannte Brücken sind im Autobahnnetz keine Seltenheit mehr. Und doch ist jede Brücke eine individuelle Leistung des Projektierenden und des Ausführenden. So auch in Schaffhausen: Auf schwierigem Baugrund und innerhalb sehr knapper Nutzhöhen muss eine Hauptstrasse die N 4 in spitzem Winkel überqueren. Eine dreifeldrige, teilweise vorgespannte Rahmenkonstruktion mit Hohlkastenquerschnitt und V-Stützen stellt die Lösung dar. Sie ist technisch bemerkenswert und schön.

Die Brücke konnte so projektiert und ausgeführt werden, weil dem Projektverfasser und dem Unternehmer ein leichter und trotzdem hoch beanspruchbarer Beton zur Verfügung stand: Leichtbeton mit *Leca h&ds*. Hinter *Leca h&ds* steht eine wissenschaftlich fundierte und praktisch erprobte Leichtbeton-Technik.

*Leca* ist geblähter Ton, der als Zuschlagsstoff für Leicht- und Isolierbeton verwendet wird. *Leca h&ds* ist eine Variante von *Leca*-Blähton für Leichtbeton mit hoher Druckfestigkeit. *Leca h&ds* wird in speziellen Fällen, namentlich für statisch sehr stark beanspruchte Bauteile eingesetzt.

**AG HUNZIKER + CIE**

Baustoff-Fabriken in Olten, Brugg, Zürich, Landquart, Bern, Pfäffikon SZ

# Damit Ihnen später niemand aufs Dach steigt...

... sehen Sie am besten von vornherein alles aus Titanzink vor: Dach, Wand und Außenentwässerung. Beispiel Brandungsbad Oberstdorf, wo es übers Jahr mal Schnee und Eis, Sturm, Regen und mal große Hitze gibt.

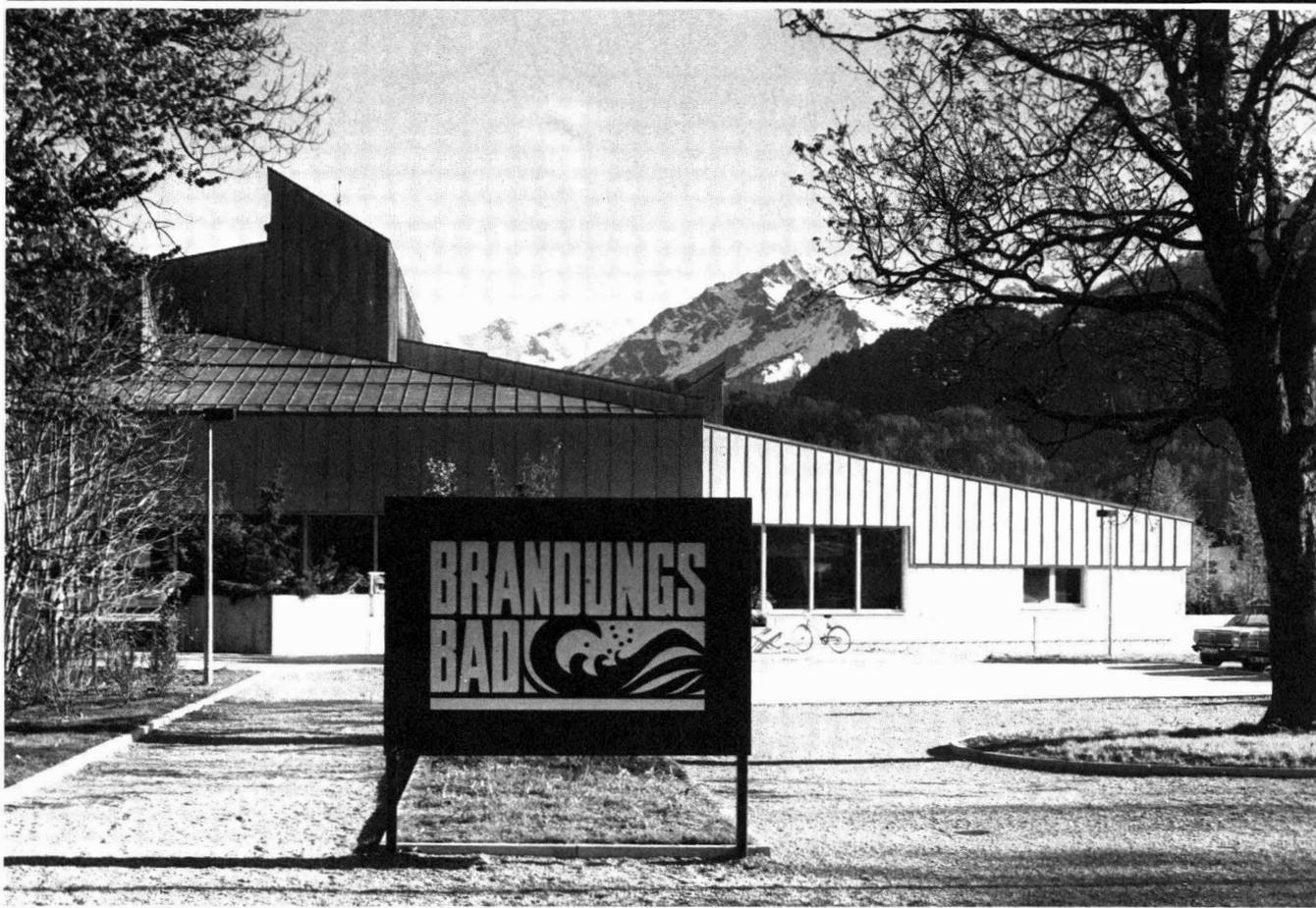
Die Dachkonstruktion mit fast 6000 m<sup>2</sup> Dachfläche, zahlreichen Durchbrüchen, Rand- und Wandanschlüssen und verdeckt liegenden Rinnen ist ungewöhnlich kompliziert. Und wo selbst Falzen nicht mehr geht, da läßt sich Titanzink immer noch löten. Wir sprechen u. a. deshalb von unserem problemlos zu verarbeitenden Werkstoff.

Auch auf den senkrechten Wandflächen ist Titanzink von RHEINZINK verlegt worden, planeben mit maschinell gesickten Scharen. Die sich gleichmäßig bildende mattgraue Patina macht außerdem jeden Anstrich überflüssig.

Alles funktioniert, ist sicher und verlangt keine Unterhaltungskosten.

Aus der Summe seiner Vorzüge erfährt RHEINZINK noch immer den Ruf des Neuen. Das geschieht – Oberstdorf dokumentiert es einmal mehr – nicht zu unrecht.

Architekt: Diefenbach + Partner, Darmstadt



Vertrieb über die  
schweizerischen Eisenhändler



RHEINZINK

Importeur: Schubarth & Co.  
4002 Basel, Telefon 061 23 84 84



# Allzweckbagger **MENZI-MUCK**

- für alle üblichen Baggerarbeiten
- für schwierige Arbeiten am Steilhang
- in engen Platzverhältnissen
- für Arbeiten im Sumpf
- für das Anlegen von Terrassen für den Rebbau und die Aufforstung
- für Arbeiten in Gewässern und Flüssen bis 350 cm Tiefe
- zum Zertrümmern von Fels und Beton (mit Hydraulikhammer)
- bei der Erneuerung von Bahn-Trassees
- für Arbeiten in Tunnels und Schächten: MUCK mit Elektromotor
- bei Lawinen- und Wildbachverbauungen
- für den Mastenbau in Skigebieten
- zum Bohren von Sprenglöchern (mit Bohrsäule)

Garantie 1 Jahr. Vorbildlicher Service. Schweizer Fabrikat. Minimale Unterhaltskosten.

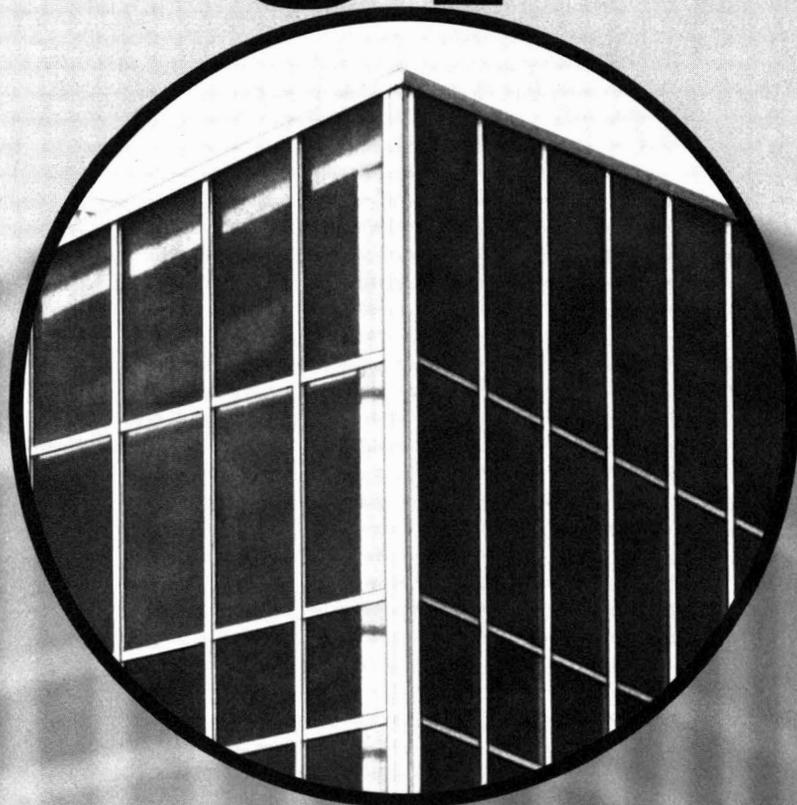
---

**ERNST MENZI AG**  
**Maschinenfabrik, 9443 Widnau SG**

Telefon 071 / 72 26 26

Telex 71142

# klar sehen richtig planen



Vor allem im Industrie- und Kommunalbau ist die richtige Planung und Disponierung der Verglasungen eine Voraussetzung für höchste Wirtschaftlichkeit und Arbeitskomfort.

So haben Sie Gewähr für:

- genügend Tageslicht (weniger Strom)
- gute Isolation (geringere Heizkosten)
- ausreichenden Sonnen- und Blendschutz
- gute natürliche Lüftung
- Rauch- und Wärmeabzug im Brandfall

Als führendes Schweizer Unternehmen im Glasbau sind wir Ihr richtiger Partner. Wir beraten Sie gerne. Nehmen Sie darum schon im Projektstadium Kontakt mit uns auf.

So sparen Sie Zeit und Geld.

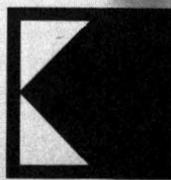
## Siegfried Keller AG

☐ ein Unikeller-  
Unternehmen

Industriestrasse 45    Telefon 01 833 02 81  
8304 Wallisellen

Allmendstrasse 39  
3014 Bern  
Telefon 031 42 62 62

22, route de la Maladière  
1022 Chavannes-Lausanne  
Téléphone 021 35 07 12



# Wer macht was?

## SBZ-Fachfirmenverzeichnis

### Abdichtungen

KUNSTSTOFF-TECHNIK  
Aktienges. Himmler, 8952 Schlieren  
Spitalstr. 74, Tel. 01 / 730 20 20 / 21

RENESCO  
René Schmid & Co. AG  
8112 Otelfingen, Tel. 056 / 74 01 71

### Akustik + Bauphysik

Göhner Akustik  
Mühlebachstr. 173, 8008 Zürich  
Tel. 01 / 55 05 95

### Architekturmodelle

Max Knecht, 5430 Wetztingen  
Tödistrasse 22, Tel. 056 / 26 09 31

H. Schalk, 8050 Zürich  
Thurgauerstr. 70, Tel. 01 / 51 64 11

Modellbau Zaborowsky  
Inhaber D. Raffainer  
Neumarkt 10, 8001 Zürich  
Tel. 01 / 34 22 16

### Bauaustrocknung

Roth-Kippe AG, 8045 Zürich  
Giesshübelstr. 96, Tel. 01 / 66 11 55

### Baugrunduntersuchungen

GEOTEST AG  
3052 Zollikofen, Tel. 031 / 57 20 74  
9008 St. Gallen, Tel. 071 / 24 87 10  
8570 Weinfelden, Tel. 071 / 5 22 30  
1037 Etagnières, Tel. 021 / 91 10 85

### Beratung in Brandschutzfragen

BAU-CHEMIE AG, 4051 Basel  
Rütlistr. 50, Tel. 061 / 23 00 16

BRANDSCHUTZBERATUNG  
JEZLER  
Ed. Jezler, Ing., Amselweg 13  
8302 Kloten, Tel. 01 / 813 70 12

### Drahtseile

Fatzer AG, 8590 Romanshorn  
Tel. 071 / 63 12 32

Kabelwerke Brugg AG  
5200 Brugg, Tel. 056 / 41 11 51

Schweiz. Seilindustrie AG CIS  
8201 Schaffhausen  
Tel. 053 / 5 42 41, Telex 76498  
Bahn-, Bau- und Industriedrahtseile

### Elektronische Datenverarbeitung

CONTROL DATA AG, 8021 Zürich  
CYBERNET RECHENZENTRUM  
Militärstr. 36, Tel. 01 / 242 14 34

FIDES  
Rechenzentrum, Bleicherweg 33  
8002 Zürich, Tel. 01 / 202 78 40

### Faltwände

Rosconi AG, 5610 Wohlen  
Tel. 057 / 6 49 00 / 6 77 15

### Farbspritzkabinen

Fröhlich Spritzkabinen-  
und Apparatebau, 5524 Niederwil  
Tel. 057 / 6 57 57 / 58

### Fassadenplanung

Metallbau-Planung J. F. Meyer  
6006 Luzern, Seeburgstr. 20  
Tel. 041 / 31 20 88

### Garderobeneinrichtungen

Rosconi AG, 5610 Wohlen  
Tel. 057 / 6 49 00 / 6 77 15

### Geologie — Geotechnik — Geophysik

GEOTEST AG (s. Baugrundunters.)

### Geotechnik

Dr. H. Halter, dipl. Ing. ETH/SIA  
Geotechn. Beratung, Erdbaulabor  
Claudiusstr. 46, 8006 Zürich  
Tel. 01 / 47 61 00

Geotechnisches Büro Dr. U. Schär  
Grundbauberatung, Erdbaulabor  
Bergstr. 125, 8032 Zürich  
Tel. 01 / 34 36 88 und 01 / 34 94 42

### Gitterroste

Hähn Diagonal-Gitterroste  
Otto Wyss, 8472 Seuzach  
Tel. 052 / 22 50 78, Telex 76415

### Holzbeizarbeiten

Amstutz & Sahli AG, 8032 Zürich  
Hofackerstr. 11 A, Tel. 01 / 53 50 40

### Holzfalltüren — Faltwände

Lienhard Söhne AG, 8038 Zürich  
Albisstr. 131, Tel. 01 / 45 12 90

Echt PELLA-Holzfalltüren  
und -Wände nach Mass, 7 Holzarten  
PELLA AG  
Jurastr. 7, 4053 Basel  
Tel. 061 / 35 80 10

### Holzschutzmittel

Dr. R. Maag AG, 8157 Dielsdorf  
Tel. 01 / 53 12 55  
Color xex, Xerotin, Xylosan

### Injektionen

KUNSTSTOFF-TECHNIK  
Aktienges. Himmler, 8952 Schlieren  
Spitalstr. 74, Tel. 01 / 730 20 20 / 21

RENESCO René Schmid & Co. AG  
8112 Otelfingen, Tel. 056 / 74 01 71

### Kanalreinigung

W. H. Widmer, 8803 Rüslikon  
7-Tag-und-Nacht-Pikett  
Tel. 01 / 724 21 50

### Kondenswasserschutz

TRANSPIREX-Kondenswasser-  
Spritzisolation  
AG für Farben-Industrie  
4800 Zofingen, Tel. 062 / 52 16 16

### Korrosionsschutz-Farben für Schifffahrt und Industrie

Hempel SA, 1005 Lausanne  
av. Villamont, Tel. 021 / 20 22 42

### Lärmbekämpfung

Technische Akustik / Engineering  
Schneider & Co. AG  
8401 Winterthur, Zeughausstr. 70  
Tel. 052 / 89 21 21

### Lärmschutz

Siegfried Keller AG, Wallisellen  
Lärmschutz  
Büro und Lager:  
Zürichstr. 38, 8306 Brüttsellen  
Tel. 01 / 833 02 81

### Mauerentfeuchtungen

RENESCO  
René Schmid & Co. AG  
8112 Otelfingen, Tel. 056 / 74 01 71

### Mauerentfeuchtung Ausblüsungsschutz

Verlangen Sie Dokumentation:  
Max Anderegg, 9011 St. Gallen  
Biserhofstr. 27, Tel. 071 / 23 65 64  
Ausführung in der ganzen Schweiz

### Metallbau

Ernst Schweizer AG, 8047 Zürich  
Tel. 01 / 52 69 10  
Werk: 8908 Hedingen, 01 / 99 60 22  
Metallfassaden, Metallfenster,  
Metalltüren, Schutzraumbauteile,  
normierte Bauteile

### Metall-Normtüren

Brander AG, 8162 Steinmaur  
Tel. 01 / 853 06 22

### Natursteine

J. und A. Kuster, Steinbrüche AG  
8807 Freienbach, Tel. 01 / 784 25 25

### Oeltankwannen- und Behälterbeschichtungen

RENESCO  
René Schmid & Co. AG  
8112 Otelfingen, Tel. 056 / 74 01 71

### Pfahlprüfungen

GEOTEST AG (s. Baugrundunters.)

### Pumpen

Pumpenbau AG  
8202 Schaffhausen, Tel. 053 / 4 30 21

Schäppi Pumpenservice  
8003 Zürich, Gertrudstr. 24  
Tel. 01 / 241 48 23

Sommer, Schenk AG, Pumpenbau  
5213 Villnachern, Tel. 056 / 43 13 63

### Rasterdecken aus Metall

Karl Gysin & Co. AG  
Fabrik techn. Leuchten  
Lothringerstr. 30, 4004 Basel  
Tel. 061 / 43 01 20

### Schaumstoff-Streifen

zur Fugen-Hinterfüllung

Schaumstoff AG, 8303 Bassersdorf  
Geerenweg 4, Tel. 01 / 836 61 14

### Schiebe- und mobile Wände

Bator AG, 3360 Herzogenbuchsee  
Tel. 063 / 60 11 33

Schiebe- und mobile Wände  
in schallhemmender Ausführung  
30—45 db F 90

Rosconi AG, 5610 Wohlen  
Tel. 057 / 6 49 00 / 6 77 15

### Storenstoffe

H. Engler & Co. AG  
5430 Wetztingen, Dorfstrasse 37  
Tel. 056 / 26 06 24, Telex 54970 ch

### Tore

Bator AG, 3360 Herzogenbuchsee  
Tel. 063 / 60 11 33  
Falt-, Schiebefalt-, Schiebetore  
Automaten-Steuerungen

### Treppen

Columbus-Treppen AG  
9245 Oberbüren, Tel. 073 / 51 37 55  
Spindeltreppen aus Holz  
und Aluminium, Scheren-  
und Holzschiebetreppen

### Unterquerungsarbeiten mit Stahl- und Eternit- rohren bis 1000 mm $\phi$

für Kanalisation und Werkleitungen  
Trenchag AG, 8305 Dietlikon  
Tel. 01 / 833 22 05

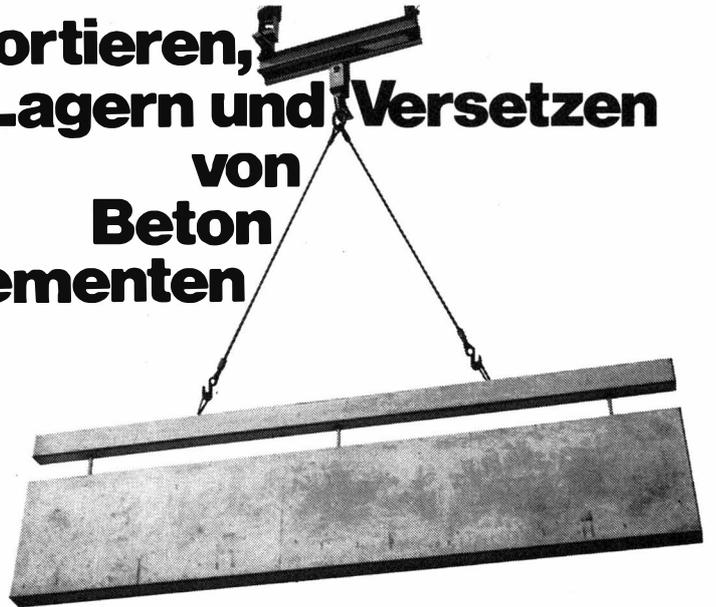
### Vliese für Tiefbau

Isliker & Co. AG, 8050 Zürich  
Ringstr. 72, Tel. 01 / 48 31 60

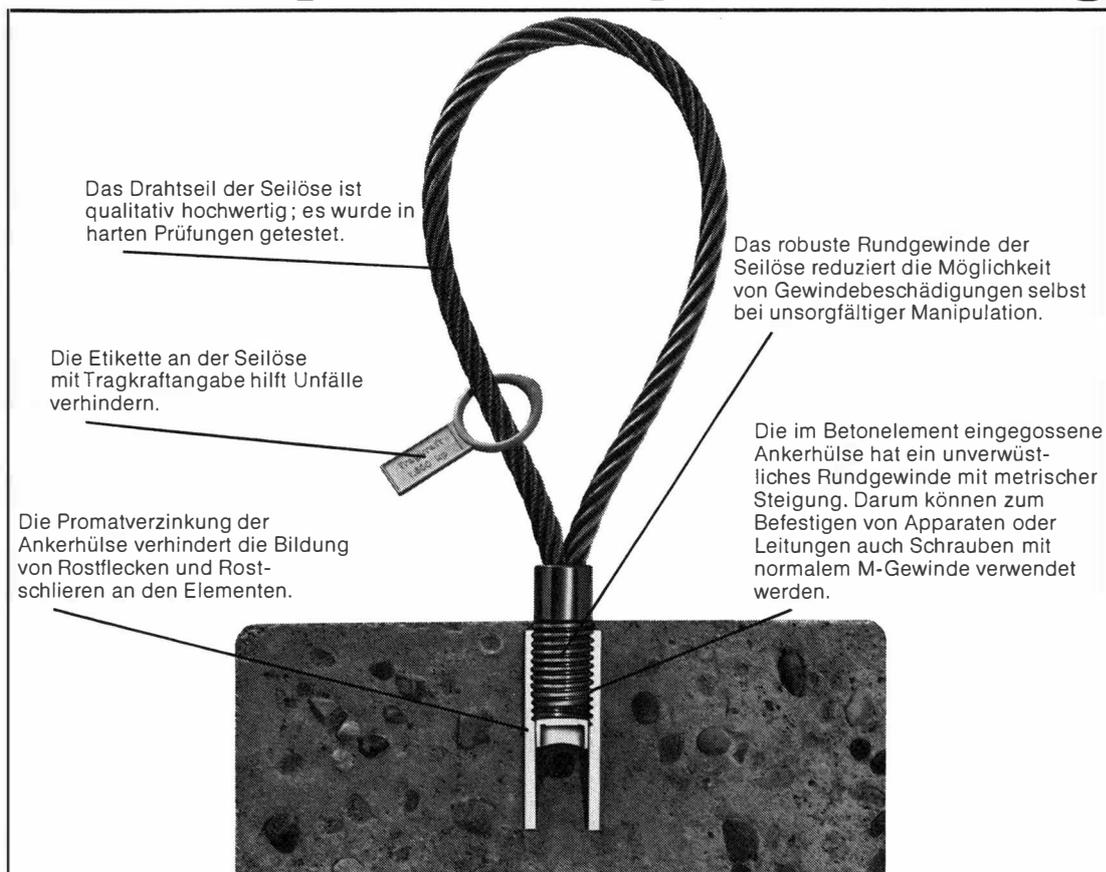
### Wasserdichte Türen

Tuchschild AG, 8500 Frauenfeld  
Tel. 054 / 7 24 71

# Transportieren, Lagern und Versetzen von Beton- elementen



## Die gescheite Lösung: Elementporter-System Brugg



Das Elementporter-System Brugg ist eine durchdachte, bewährte Lösung.  
So durchdacht, dass Sie es kennenlernen sollten.  
Unsere Berater stehen zu Ihrer Verfügung – für alle Fragen rund um das Drahtseil.



KABELWERKE BRUGG AG  
5200 BRUGG, 056 - 4111 51

### Mangere-Bridge in Auckland/ New Zealand

Bei dieser Brücke werden mehrere dem abgebildeten Konstruktionstyp entsprechende Honel-fahrbahnübergänge eingebaut. Da Auckland in einem Erdbebengebiet liegt, mussten die Werte den extremen Verhältnissen angepasst werden:

Längsbewegungen Normalfall 420 mm,  
Katastrophenfall 525 mm.  
Querverschiebung Katastrophenfall  $\pm 132$  mm.

**Besuchen Sie uns an der FIP**  
Wembley, London  
30. April bis 4. Mai 1978  
Stand Nr. 31 Untergeschoss

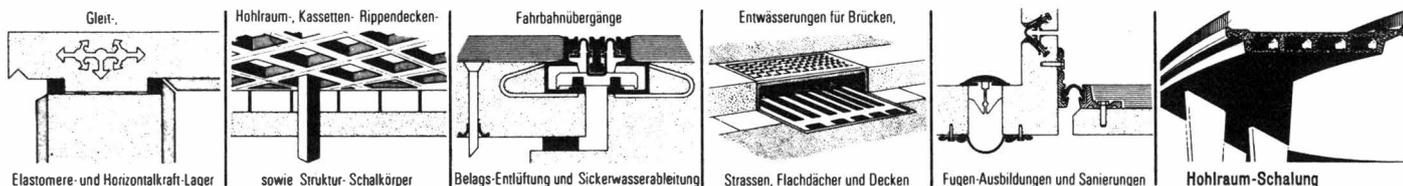


# Um Hindernisse zu überbrücken.

**HONEL-Programm:** Das HONEL-Verkaufsprogramm beinhaltet natürlich auch alle weiteren technischen Elemente, die im Bauwesen gebraucht werden.

Unsere Fachleute sind für Sie da, wenn es um Beratung, Projektierung und die ganze Koordination geht. Kurz gesagt: Wir helfen Ihnen bei allen Problemen.

**Für  
das Bauwesen.**



Gleit-  
Elastomere- und Horizontalkraft-Lager

Hohlraum-, Kassetten- Rippendecken-  
sowie Struktur- Schalkörper

Fahrbahnübergänge  
Belags-Entlüftung und Sickerwasserableitung

Entwässerungen für Brücken,  
Strassen, Flachdächer und Decken

Fugen-Ausbildungen und Sanierungen

Hohlraum-Schalung

Heinz Honegger AG, CH-8427 Rorbas/ZH, Tel. 01-96 71 77, Telex 52844

# SPANNBETON IN DER SCHWEIZ

8. Internationaler Kongress der Fédération Internationale de la Précontrainte  
London (30. April – 5. Mai 1978)

## PRESTRESSED CONCRETE IN SWITZERLAND

### Vorwort – Introductory note

*Die Fédération Internationale de la Précontrainte – kurz FIP genannt –, führt vom 30. April bis 5. Mai 1978 in London ihren 8. internationalen Kongress durch.*

*Die FIP ist im Jahre 1952 in England gegründet worden mit dem Ziel, die damals noch in den Anfängen stehende Spannbeton-Bauweise zu fördern und zu verbreitern. Heute unterhält die FIP Beziehungen zu 44 Landesgruppen. In der Schweiz wird die Landesgruppe durch die «Fachgruppe für Brücken- und Hochbau» des SIA (Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein) gebildet.*

*Die Spannbeton-Bauweise ist in der Schweiz von Anfang an von verschiedensten Fachkreisen sehr stark gefördert worden. Die ersten Normen für Berechnung und Ausführung sind 1952 vom SIA herausgegeben worden. Bedeutende Forschungsarbeiten an unseren Hochschul-Instituten führten zu neuen Erkenntnissen über das Tragverhalten und zu verbesserten Berechnungsmethoden. Weltbekannte Spannverfahren sind in der Schweiz entwickelt worden. Eine Vielzahl von Spannbeton-Bauwerken geben Zeugnis vom hohen Leistungsstandard unserer Ingenieure und Unternehmer. Allein im Bereich der Nationalstrassen (Autobahnen) sind zwischen 1960 und 1976 fast 700 grössere Spannbetonbrücken (Spannweite grösser als 30 m) errichtet worden.*

*Das vorliegende Sonderheft der Schweizerischen Bauzeitung soll am FIP-Kongress in London an die Kongressteilnehmer abgegeben werden. Es ist aus diesem Grunde zweisprachig abgefasst. Es wird darin über bemerkenswerte Spannbeton-Bauten, die zwischen 1974 und 1978 entstanden sind, berichtet. Weiter wird über die an den Hochschul-Instituten betriebene Spannbeton-Forschung orientiert. Zwei Aufsätze beschäftigen sich mit dem Langzeit-Verhalten von Brücken aus Spannbeton. Ein spezieller Beitrag gibt Aufschluss über die Bedeutung des SIA im schweizerischen Bauwesen.*

*The Fédération Internationale de la Précontrainte – FIP for short – will be holding its 8th International Congress in London between the 30th April and 5th May 1978.*

*The FIP was founded in 1952 in England with the object of encouraging the use and spread of prestressing which at the time was still in its infancy. Today, the FIP has active connections with 44 countries. In Switzerland this connection is maintained through a SIA (Swiss Association of Engineers and Architects) committee called the “Specialist group for Bridge and Building Structures”.*

*The art of prestressing has been strongly encouraged right from its beginning by the engineering profession in Switzerland. The first code of practice for the design and construction of prestressed concrete structures was published by the SIA in 1952. Research work carried out at our universities led to the proper understanding of the load-carrying behaviour of and improved design methods for this form of construction. Internationally well-known prestressing systems have been developed in our country. Several completed structures in prestressed concrete are testimony to the high calibre of achievement of our designers and contractors. In the field of our national motorway network alone, nearly 700 large-span (larger than 30 m) prestressed concrete bridges have been constructed between 1960 and 1976.*

*This special edition of the Schweizerische Bauzeitung will be presented to the delegates attending the Congress and it is for this reason that besides the original text of the articles, an English translation is also published. Outstanding prestressed concrete structures constructed during 1974–1978 are described. Information on the current research work being carried out in this field at our universities is also included. Two articles deal with the long-term behaviour of prestressed concrete bridges. A special article describes the significance of the role played by the SIA in the Swiss building industry. M. Birkenmaier*

# Bemerkenswerte Spannkonkretebrücken

Von René Walther, Basel/Lausanne

Im Zuge des Ausbaus unseres *Nationalstrassennetzes* wurden in den vergangenen zwei Jahren wiederum eine grosse Zahl von Brückenbauten in Angriff genommen oder fertiggestellt, wobei der *Spannbeton* wie andernorts eine *dominierende Stellung* einnimmt.

Dabei kommen häufig konzentrierte Gross-Spannglieder mit zulässigen Spannkraften von 250 t bis 450 t, in Extremfällen sogar bis zu 750 t zur Anwendung. In der Schweiz hat man schon *sehr früh Spannsysteme mit grösseren Kapazitäten entwickelt* als dies im Ausland meist der Fall war. Obwohl das Heil der Vorspanntechnik sicher nicht nur in immer grösseren Kabeleinheiten gesucht werden darf, kann doch festgestellt werden, dass diese schweizerische Entwicklung vor allem für den Grossbrückenbau richtungsweisend war und auch im Ausland weite Verbreitung gefunden hat (dies übrigens auch beim *Reaktorbau*, wo noch grössere Spannglieder erforderlich sind).

Da der Transport und das Verlegen derart grosser Kabel wegen ihres grossen Gewichtes oft etwas schwierig ist, hat man die *Technik des nachträglichen Einziehens oder Einstossens* von Spanngliedern oder einzelnen Drähten bzw. Litzen weit vorangetrieben. Diese Technik wurde bei den meisten im Freivorbau erstellten Brücken mit Erfolg angewandt.

## Teilweise Vorspannung

Als *schweizerische Besonderheit* sei aber vor allem auch auf die *teilweise Vorspannung* hingewiesen, die bereits im Jahre 1968 in der *Norm SIA 162* eingeführt worden und deren Anwendung mit der *Richtlinie 34* zu dieser Norm noch freizügiger gestaltet worden ist, worauf im folgenden kurz eingegangen werden soll. *Die Schweiz dürfte wohl das einzige Land sein, in dem zumindest grundsätzlich jeder Vorspanngrad vom reinen Stahlbeton bis zur vollen Vorspannung zugelassen ist.*

Für die *Haupttragrichtung von weit gespannten Brücken* bringt die teilweise Vorspannung *praktisch keine Vorteile*. Die Kriterien der Konzentration und Kontinuität der Zugkräfte, sowie die erforderliche Beschränkung der Verformungen, zwingen in diesen Fällen dazu, einen hohen Vorspanngrad zu wählen.

Anders steht es jedoch mit der *Beanspruchung in Querrichtung*. Da eine starke Vorspannung hier oft unwirtschaftlich und auch konstruktiv unerwünscht ist, hat man vielerorts auf jegliche, an sich erwünschte Quervorspannung verzichtet. Die teilweise Vorspannung gestattet es hingegen, Querschnitte mit weit ausladenden seitlichen Konsolen zu wählen, was sowohl konstruktive, ästhetische wie auch wirtschaftliche Vorteile bringen kann. Aus diesem Grunde wurden in der Schweiz wiederholt selbst *sehr breite Brücken mit einzelligen Hohlkästen* ausgeführt, wofür einige Beispiele in Bild 1 gezeigt werden.

Der *Vorteil* dieser Querschnittswahl liegt darin, dass zunächst nur der Hohlkasten selbst, oder sogar nur dessen Trog gebaut wird, was die vom Lehrgerüst oder vom Vorbauwagen aufzunehmenden Montagelasten entscheidend vermindert. Das nachträgliche Betonieren der seitlichen Konsolen ist mit verhältnismässig leichten Nachlaufwagen ohne grossen Aufwand möglich.

Bei *Platten- oder Rahmenbrücken*, wie sie bei *Unter- und Überführungen* häufig vorkommen, erscheint die teilweise

Vorspannung meist als die zweckmässigste und wirtschaftlichste Lösung, wobei hier verhältnismässig geringe Vorspanngrade gewählt werden können.

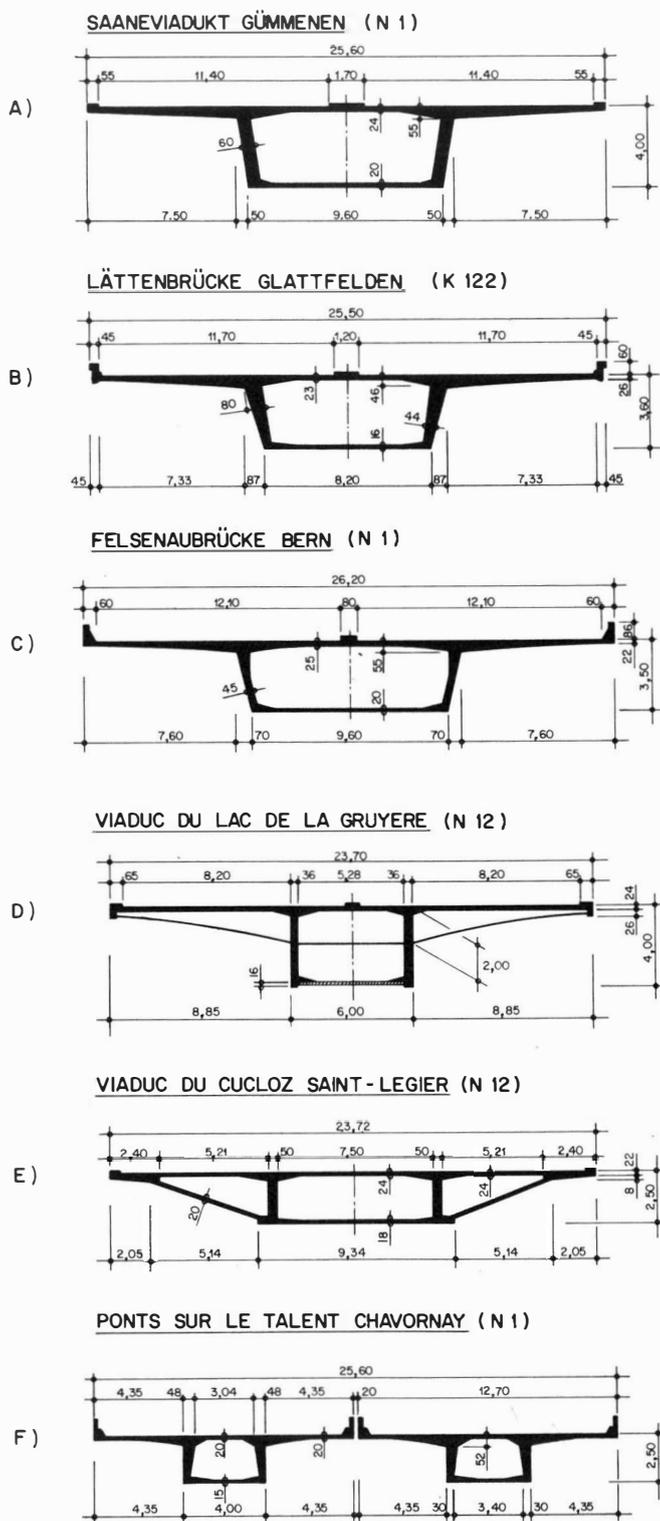
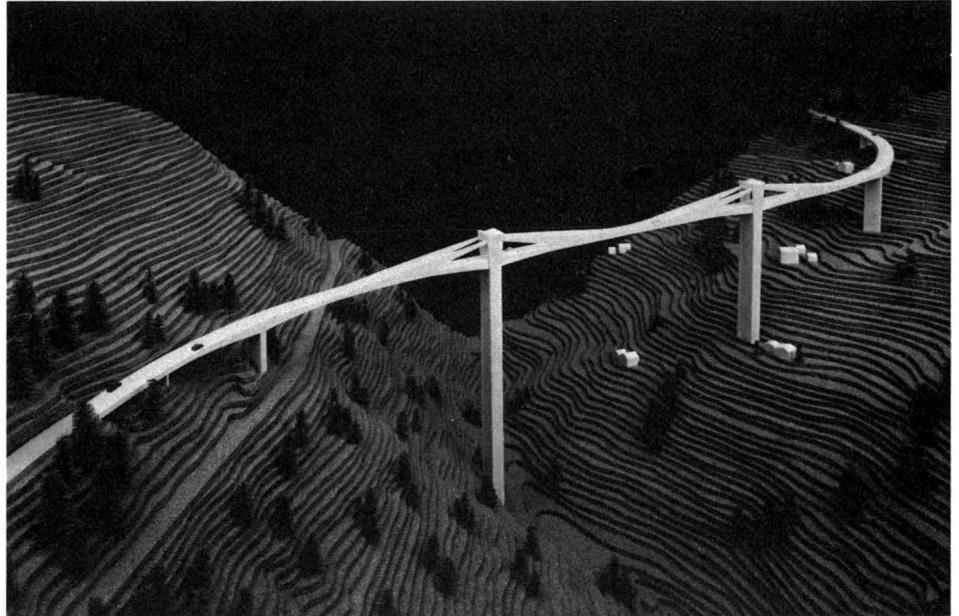


Bild 1. Querschnitte von verschiedenen, kürzlich in der Schweiz erstellten Brücken  
Cross-section of various bridges recently built in Switzerland

Bild 2. Ganterbrücke



Nach diesen allgemeinen Bemerkungen seien einige bemerkenswerte Spannbetonbrücken der jüngeren Zeit vorgestellt:

### Ganterbrücke

(Nationalstrasse N9, Simplon)

Ingenieure: Prof. Dr. Chr. Menn, Zürich  
Schneller, Schmidhalter & Ritz, Brig  
Blötzer + Pfamatter, Brig  
H. Rigendinger, Chur

Hauptspanweiten: 127 m, 174 m, 127 m

Totale Länge: 678 m

Im tief eingeschnittenen Gantertal, oberhalb Brig, wird zur Zeit im Zuge der Simplon-Nationalstrasse N9 die mit einer Mittelspannweite von 174 m *am weitest gespannte Spannbetonbrücke* der Schweiz erstellt. Die Projektverfasser haben dazu eine neuartige, eigenwillige Konstruktion (Bild 2) gewählt, die aus einer *Kombination von konventionellem Freivorbau und Schrägseilabspannung* besteht, wobei die schrägen Abspannkabel jedoch nicht frei bleiben, sondern in nachträglich betonierten, dünnwandige Scheiben eingebettet werden.

Da die Brücke mit einer Fahrbahnbreite von 9,6 m verhältnismässig schmal ist, konnte ein einzelliger Hohlkasten ohne seitliche Konsolen gewählt werden, was die Anordnung und Verankerung der Schrägabspannung erleichtert (Bild 3).

Da sich die linksufrigen Pfeiler in einem *langsam gleitenden Rutschhang* befinden (Bild 4), mussten sie auf *Schächten* derart fundiert werden, dass sich die auftretenden Kriechbewegungen des Hanges durch ein nachträgliches Verschieben der Stützenfüsse ausgleichen lassen. Aus diesem Grunde werden diese Stützen am Fusse auf grossen Neotopf-Lagern gelenkig gelagert; für den Freivorbau ist es jedoch erforderlich, die Stützen mit kurzen, am Fusse angeordneten Spannriegeln und Betonblöcken fest einzuspannen. Gemäss Bauprogramm soll dieses interessante und kühne Bauwerk bis 1980 fertiggestellt sein.

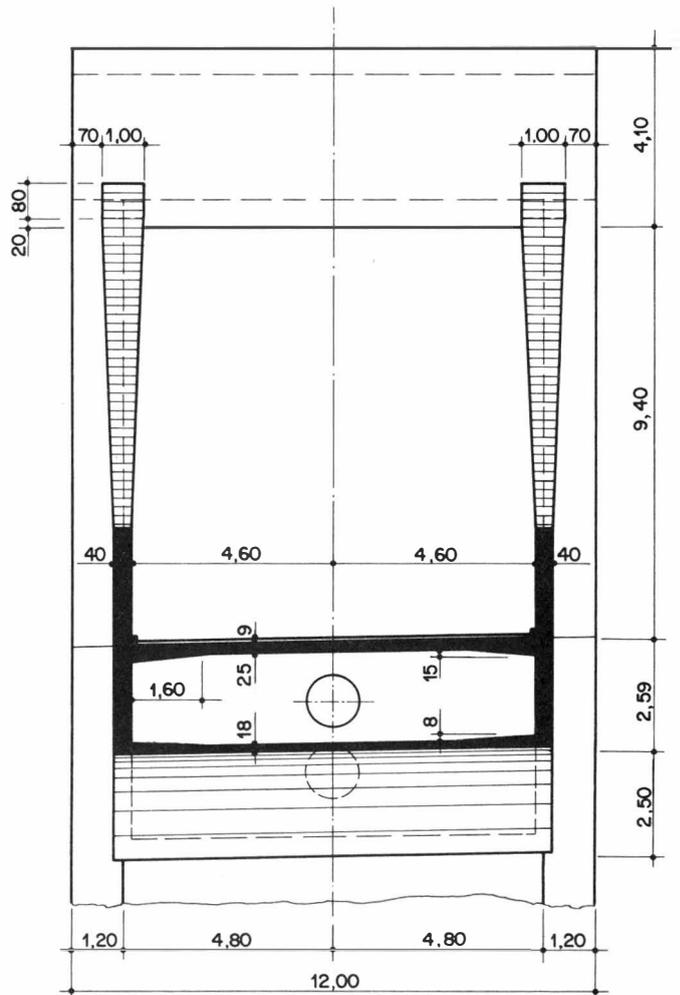


Bild 3. Ganterbrücke. Feldquerschnitt mit Blick auf den Stützenbereich

Ganterbrücke. Cross-section at mid-span with a view of the guy tower

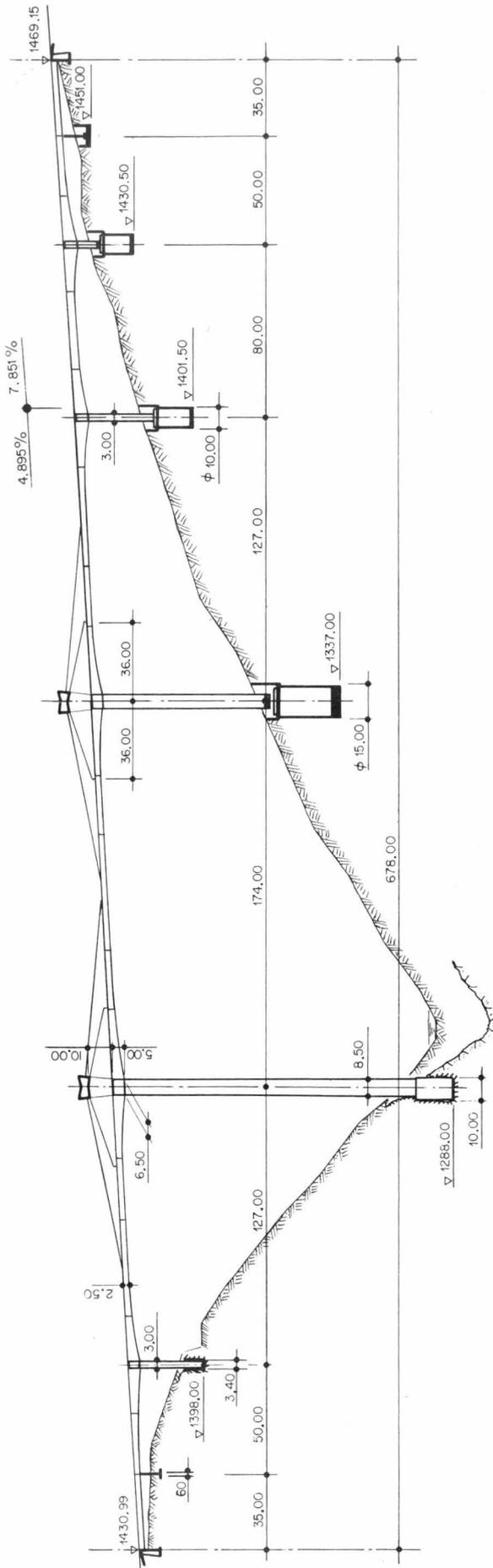


Bild 4. Ganterbrücke. Längsschnitt in Brückenachse  
Longitudinal section of Ganterbrücke

### Lehnenviadukt Beckenried

(Nationalstrasse N2, Höfe-Seelisbergtunnel)

Projektverfasser: D. J. Bänziger, Zürich.  
K. Aeberli, Buochs  
Werffeli und Winkler, Effretikon.

Total Länge: 3150 m  
55 Felder zu 55 m plus 2 Randfelder.

Auch bei diesem, mit einer Gesamtlänge von  $L = 3150$  m derzeit *größten Brückenbauwerk* der Schweiz waren *schwierige geotechnische Probleme* zu lösen, da der Lehnenviadukt über weite Strecken in einem *Rutschhang* liegt, der – wie Messungen gezeigt haben – jährlich um einige cm kriecht. Erschwerend

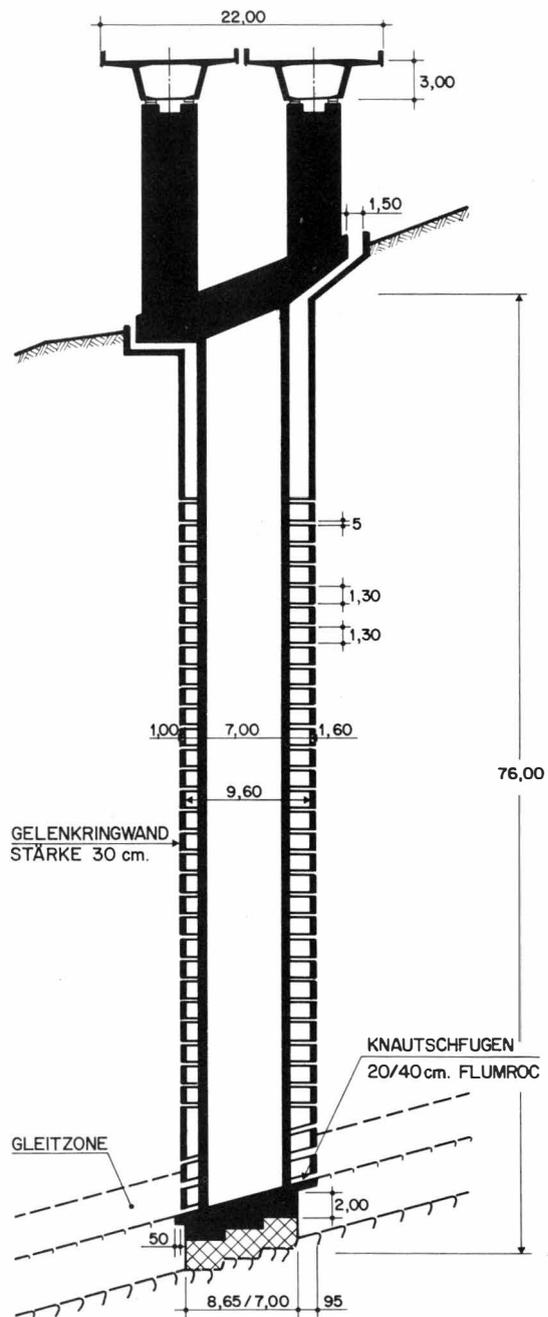


Bild 5. Lehnenviadukt Beckenried. Schnitt durch Brücke, Pfeiler und Fundationsschächte  
Lehnenviadukt Beckenried. Section across the bridge, the pier and the foundation well

Bild 6. Viaduc du lac de la Gruyère. Vorschubgerüst  
Viaduct of Gruyère. Launching beam



kam hier dazu, dass die Gleitschichten stellenweise eine sehr grosse Mächtigkeit aufweisen, so dass die auf Fels gegründeten Flachfundationen in *flexiblen Schächten von bis zu 76 m Tiefe* angeordnet werden müssen.

Diese Gegebenheiten scheinen eigentlich für eine Zentralstützenlösung zu sprechen, da Doppelschächte bei jeder Zwischenstütze zweifellos zu aufwendig gewesen wären. Der in einem Submissionswettbewerb preisgekrönte, ungewöhnliche Entwurf sieht aber trotzdem zwei getrennte Hohlkastenbrücken vor, wobei jedoch die beiden Stützen auf Terrainhöhe durch einen Querriegel zusammengefasst und in einem gemeinsamen Schacht zentral fundiert werden (Bild 5). Schacht und Zentralstütze sind hangseitig mit einem Zwischenraum von ca. 1,5 m voneinander getrennt, um für die Kriechbewegungen genügend Spiel zu lassen, bis letztere durch die vorgenommene, *umfassende Hangdrainage* zum Abklingen gebracht worden sind.

#### Viaduc du la de Lac Gruyère

(Nationalstrasse N 12, Vevey-Berne)

Projektverfasser: E. & A. Schmidt, Basel.  
B. Bernardi, Zürich.  
I.C.A. SA, Fribourg.

Totale Länge: 2043,75 m.  
32 Felder zu 60,5 m plus 2 Randfelder.

Die über 2 km lange, sowohl ästhetisch wie auch konstruktiv bemerkenswerte Brücke, die zwei tiefe Einschnitte des Lac de la Gruyère überquert, weist ausser den Randfeldern konstante Spannweiten von 60,48 m auf.

Als Querschnitt wurde ein verhältnismässig schmaler Hohlkasten von 6 m Breite gewählt, an den nachträglich mit einem Nachlaufwagen 8,85 m weit auskragende Rippenkonsolen angeschlossen werden (Bild 10), was der Tragkonstruktion eine grosse Eleganz vermittelt und dank der teilweisen Vorspannung auch wirtschaftlich ist. Bemerkenswert erscheint vor allem auch der *feldweise Bauvorgang*, wozu von den Projektverfassern ein *eigener, hochmechanisierter Vorbauwagen* mit einem Gesamtgewicht von 666 t entwickelt wurde (Bild 6).

Der Entwurf eines derartigen, höchsten Ansprüchen genügenden Vorbauwagens stellt zweifellos ein beträchtliches,

Wagnis dar und erfordert ein grosses ingenieurmässiges Können. Es wurden hier zum Teil neue Wege mit Erfolg beschritten. So hat man z. B. das immer schwierige Problem, wie man mit der *Schalung der untern Platte* beim Vorfahren des Gerüsts an den Pfeilern vorbeikommt elegant dadurch umgangen, dass man diese Platte aus *Fertigelementen* zusammensetzt und somit dafür keine Schalung erforderlich ist, die man sonst entweder herunterklappen oder provisorisch demontieren müsste.

Die Pfeiler mussten zum Teil mit Pfählen bis zu 20 m unter dem Wasserspiegel fundiert werden, was erhebliche Schwierigkeiten bereitete.

#### Saaneviadukt Gümmenen

(Nationalstrasse N 1, Bern-Lausanne)

Projektverfasser: Ingenieurgesellschaft Walder AG, Bern.  
Prof. Dr. H. von Gunten, Zürich

Totale Länge: 849 m.  
11 Felder zu 60 m Spannweite plus  
4 Randfelder

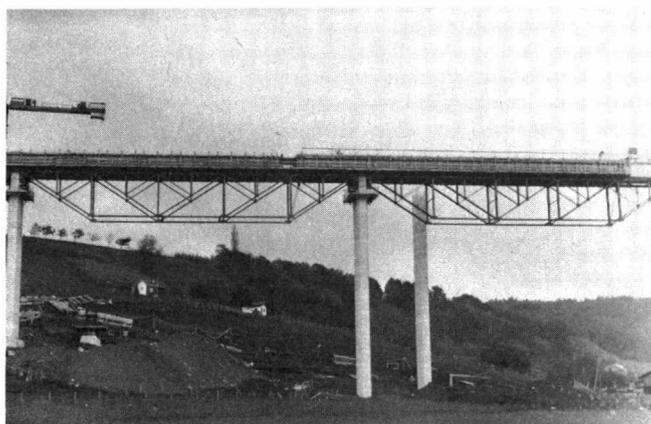
Auch für diese Brücke wurde ein *einzeliger Hohlkasten mit weit ausladenden Konsolen* jedoch *ohne Querrippen* (siehe Bild 1 A) gewählt. Da man dazu ein bereits früher verwendetes Vorbaugerüst einsetzen wollte, das jedoch ursprünglich nicht für derart grosse Spannweiten und Querschnitte ausgelegt war, hat man die Brücke etappenweise wie folgt erstellt: Zunächst wurde nur der Trog des betreffenden Feldes betoniert und soweit gespannt, dass das Gewicht der nachträglich aufgebrachten oberen Hohlkastenplatte das Gerüst nicht zusätzlich belastet hat. Die seitlichen Konsolen wurden anschliessend mit einem verhältnismässig leichten Nachlaufwagen (Bild 7) anbetoniert, wobei in Querrichtung die für solche Zwecke günstige und wirtschaftliche teilweise Vorspannung zur Anwendung kam.

Wie dieses Beispiel zeigt, wirken Brücken mit einzelligen Hohlkasten dank der ausgeprägten Licht-Schattenwirkung und den verhältnismässig schmalen Pfeilern sehr ruhig und elegant und passen sich harmonisch in die Landschaft ein. Sie haben sich auch als wirtschaftlich konkurrenzfähig erwiesen.



Bild 7. Saaneviadukt Gümmenen. Betonieren der weit auskragenden Fahrbahnplatte mit Hilfe eines Schalungswagens  
Saaneviadukt Gümmenen. Concreting of large lateral overhangs with the help of a moving cart

Bild 8. Pont sur le Talent. Herstellung der Hauptträger (schmaler Kastenquerschnitt) mit Hilfe eines sehr leichten Fachwerks von 49,3 m Spannweite  
Pont sur le Talent. Fabrication of main girders (narrow box girders) with the help of very light truss of 49,3 m span



### Pont sur le Talent

(Nationalstrasse N 1, Lausanne-Bern)

Projektverfasser: Carroz & Küng, Lausanne.  
Gianada & Guglielmetti, Martigny.  
B. Bernardi, Zürich.

Totale Längen: 374,17 m.  
6 Felder zu 49,3 m plus 2 Randfelder.  
384,20 m.  
5 Felder zu 46,9 m plus 4 Randfelder.

Die Tendenz, das *Vorbaugewicht der Hauptträger möglichst klein* zu halten und damit leichte Lehrgerüste wählen zu können, wurden bei dieser zur Zeit im Bau befindlichen Brücke *konsequent verwirklicht*. Der gewählte Querschnitt (siehe Bild 1 F) mit den verhältnismässig schmalen Hohlkasten und den sehr massiven seitlichen Konsolen mag auf den ersten Blick vielleicht etwas unausgewogen erscheinen, da in Fahrbauplatten-Querrichtung vorwiegend grosse negative Biegemomente auftreten, die eine entsprechend starke Quervorspannung erfordern. Dies wird jedoch wirtschaftlich dadurch kompensiert, dass trotz der grossen Spannweite von  $L = 49$  m ein ganz ausserordentlich leichtes und vergleichsweise billiges Lehrgerüst aus Stahlfachwerkträgern eingesetzt werden konnte (Bild 8).

### Pont du Cucloz

(Nationalstrasse N 12, St-Légier)

Projektverfasser: Piguet S.A., Lausanne

Totale Länge: 479,70 m.  
11 Felder zu 36,2 m plus 5 Randfelder.

Auch hier hat man als Haupttragelement zunächst einen einzelligen Hohlkasten auf einem konventionellen Lehrgerüst vorgebaut (Bild 9). Um jedoch grosse Querbiegemomente und die vereisungsgefahr zu vermeiden, wie sie sich bei weit ausladenden, seitlichen Konsolen ergeben, wird der Querschnitt (Bild 1 E) nachträglich durch zwei seitliche, dreieckförmige Zellen ergänzt. Derartige Querschnitte sind bezüglich der Betonkubatur im allgemeinen verhältnismässig massenintensiv, da sie eine sich über die ganze Brückenbreite erstreckende untere Platte aufweisen, die in den Seitenzellen lediglich der Schrägabstützung der Fahrbahnplatte dienen. Demgegenüber können aber beträchtliche Einsparungen an der vorgespannten und schlaffen Querarmierung erzielt werden.

### Viaduc d'Epandes

(Nationalstrasse N 1, Lausanne-Bern)

Projektverfasser: Bureau d'ingénieurs Perret-Gentil & Rey,  
Yverdon et Lausanne.  
Collaborateur: J. Bize.

Totale Länge: 605 m (2 Brücken).  
17 Felder zu 31,00 m Spannweite plus  
3 Spezialfelder (CFF).

Mit einer Betonkubatur von nur etwa  $0,32 \text{ m}^3$  je  $\text{m}^2$  Brückenfläche ist man bei diesem derzeit in Ausführung begriffenen Projekt zweifellos an die *unterste Grenze des selbst beim hier gewählten Fertigelementbau noch Machbaren gegangen*. Um dies zu ermöglichen, wurden zum Teil neuartige Wege beschritten. Zum einen hat man sich auf nur zwei vorgefertigte, vorgespannte Fertigelementträger je Fahrtrichtung beschränkt. Dies bedingt, dass die Fahrbahnplatte in Querrichtung verhältnismässig weit gespannt und mit seitlichen Konsolen versehen werden muss. Dazu wurden sehr leichte Fertigelementplatten von nur 5 cm Dicke entwickelt, die jedoch im Abstand von 1,4 m durch vorgespannte Querrippen ausgesteift sind (Bild 10). Diese Plattenelemente sind über den Hauptträgern ausgespart, d.h. dort laufen nur die Querrippen durch, so dass nach dem Aufbringen der 15 bis 30 cm dicken Ortbetonschicht ein guter Verbund zwischen Hauptträger

und Fahrbahnplatte erreicht wird. Über den Zwischenstützen werden in der Fahrbahnplatte gerade Längsspannglieder angeordnet, die zusammen mit den dort an Ort betonierten Querträgern ein kontinuierliches Durchlaufträger-System ergeben.

**Krummbachbrücke**  
(Nationalstrasse N9, Simplon)

Projektverfasser: De Kalbermatten, Burri, Missbauer, Sion.  
Bogenbrücke: 124 m Spannweite plus Randfelder.

Da die Entwicklung des Spannbetons zusammen mit neuen Vorbaumethoden es ermöglicht haben, immer grössere Spannweiten mit Durchlaufträgern zu überbrücken, wurden Bogenbrücken, die sich im Gebirge besonders gut und elegant in die Landschaft einpassen, aus wirtschaftlichen Gründen weitgehend verdrängt, was vielen als bedauerlich erscheint. Wie das vorliegende Beispiel zeigt, können Bogenbrücken jedoch auch heute noch oder besser gesagt wieder wirtschaftlich gebaut werden.



Bild 9. Pont du Cucloz. Bauzustand Pont du Cucloz, during construction

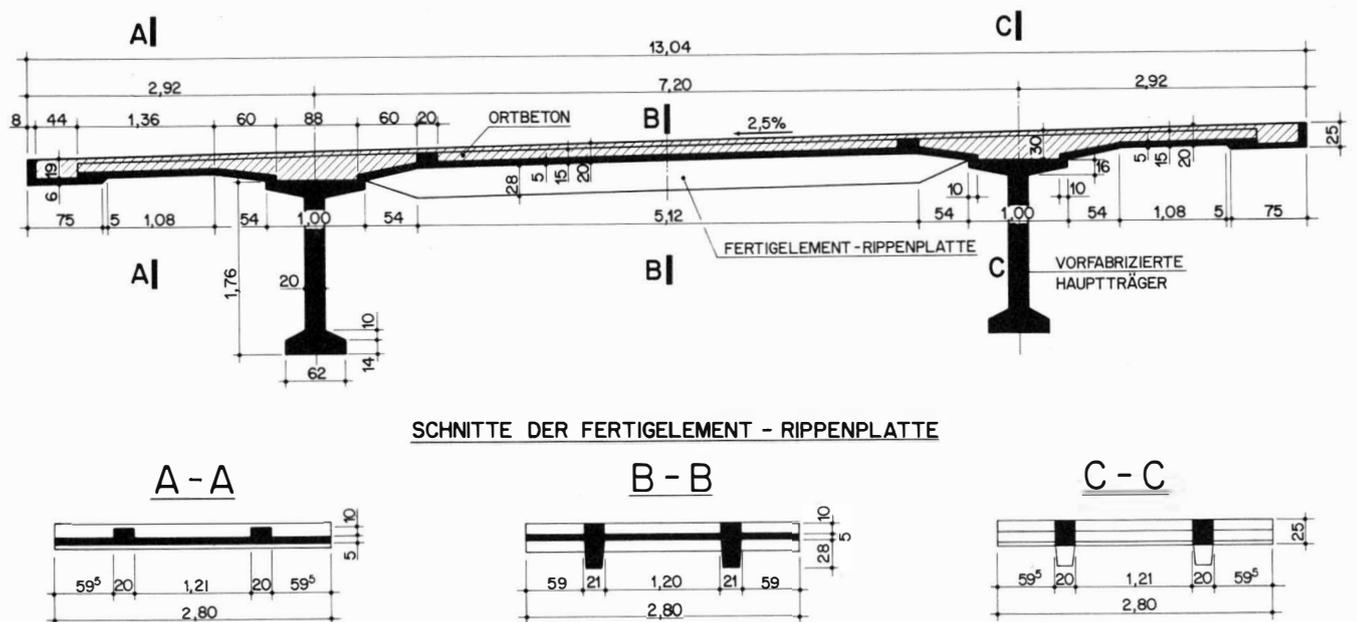


Bild 10. Viaduc d'Epandes. Querschnitt (einer Brückenhälfte) mit zwei vorfabrizierten Hauptträgern und vorfabrizierten Rippenplatten Viaduc d'Epandes. Cross-section (of half the bridge) with two prefabricated main girders and prefabricated ribbed deck

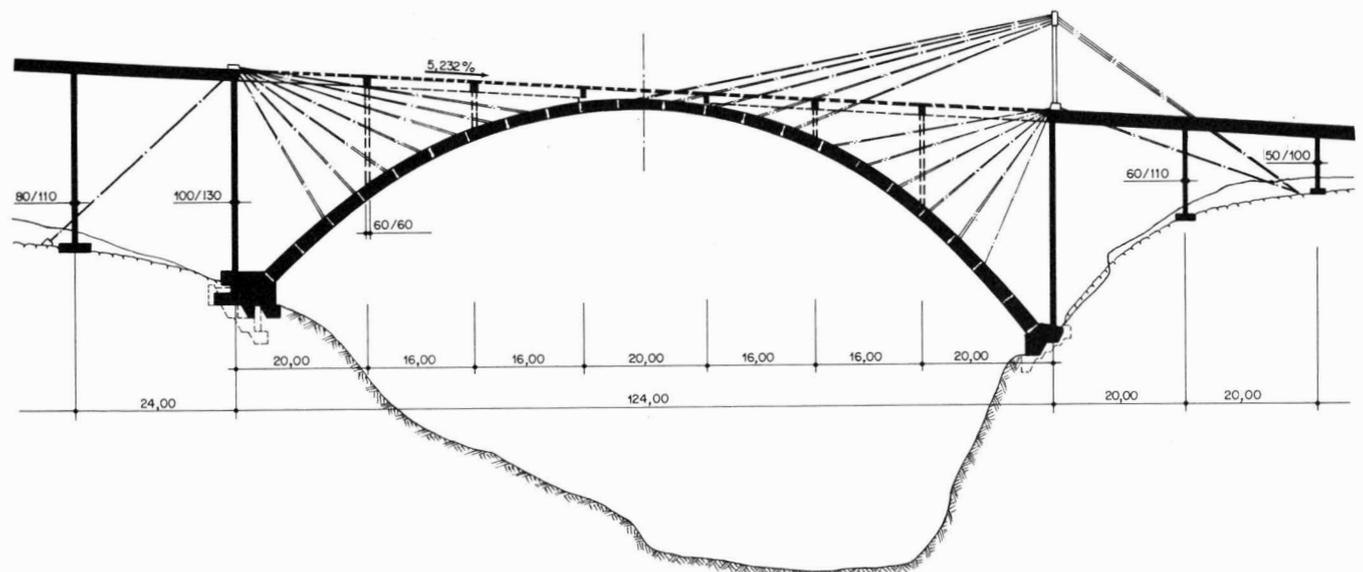


Bild 11. Krummbachbrücke. Freivorbau des Bogens mit Hilfe der Rückhalteketten Krummbachbrücke. Cantilevering-out of the arch with the aid of the tie-back cables



Bild 12. Krumbachbrücke

Ursprünglich war dazu ein konventionelles Bogenlehrgerüst vorgesehen, das aber im Vergleich zu den Gesamtkosten recht teuer gewesen wäre. Man hat daher *erstmalig in der Schweiz den Bogen im Freivorbau mit Schrägabspannungen* erstellt (siehe Umschlagbild und Bild 11). Obwohl der Bogen an sich primär ein Druckelement ist, hat man ihn leicht vorgespannt. Dies brachte einerseits den Vorteil, die Arbeitsfugen während des Vorbaus zu überbrücken und die Kontinuität der Längsbewehrung durch Kuppeln der Spannglieder

sicherzustellen, was sich im Blick auf die Rissesicherheit und die Verformungen als sehr zweckmässig erwiesen hat. Vor allem war es dadurch auch möglich, längere Vorbauetappen zu wählen und auf der einen Seite auf einen Abspannpylon zu verzichten.

Die hier verwirklichte Baumethode hat sich in jeder Beziehung bestens bewährt und das inzwischen fertiggestellte Bauwerk darf sicher auch als ästhetisch sehr gelungen bezeichnet werden (Bild 12).

## Outstanding bridges in prestressed concrete

During the construction of the *Swiss national highway network*, a good number of bridges have been designed or built during the last two years, and as is the case in other countries, *prestressed concrete* has taken there a *preponderant* position.

These structures are mostly prestressed by means of concentrated cables with allowable prestress forces of 250 to 450 tons, and even up to 750 tons in the extreme cases. *Prestressing systems with high capacities* have been developed quite early in Switzerland. Though the progress in the prestressing technic does not necessarily lie in the quest for bigger and bigger tendons, it is worth stating that this development specific to Switzerland has undoubtedly helped the evolution of the construction of great bridges. This influence has also spread widely to foreign countries (in particular in the construction of *nuclear reactors* where cables still bigger are necessary).

Given that the transportation and installation of such cables becomes somewhat difficult on account of their weight, successful methods of *placing later on by pushing or by pulling* through of entire cables, individual wires or strands have been developed. This technic has been successfully utilized for the majority of bridges built by the cantilever style method.

### Partial prestressing

As a *further particularity of Switzerland*, one should mention above all *partial prestressing*, introduced by the Swiss Standard SIA of 1968 already and whose application is still broadened by the recent introduction of the directive 34 of this Standard in 1976. In what follows, we will briefly present this subject.

At present, *Switzerland could probably be the only country where, at least in principle, all degrees of prestress between the ordinary reinforced concrete (no prestress) and the full prestress are allowed.*

With regard to the *principal direction of spanning of long-span bridges*, partial prestressing does not practically give any advantage. The criteria of concentration and continuity of tensile forces, as well as the limitation imposed on deformations, force in this case the choice of a high degree of prestress.

The situation is however different in the *transverse* direction. As in this case a high degree of prestress is often uneconomical and also constructionally inadequate, the idea of prestressing in the lateral direction was generally given up. On the other hand, partial

prestressing allows to select cross-sections with large lateral overhangs, which produces functional, economical and aesthetical advantages. For this reason, in Switzerland, several bridges, even those very wide, are often built with a single cell box girder (see examples in Fig. 1).

The *advantage* of this option for the cross-section lies in the fact that it is possible to realize in a first stage only the cell or even its trough. This reduces in a decisive manner the erection loads of the scaffolding or the launching girder. Subsequent concreting of the lateral overhangs is possible without great difficulty, with the help of a relatively light movable scaffolding.

For *slab bridges or framed bridges*, generally encountered as overbridges or underpasses, partial prestressing turns out often to be an appropriate and economical solution. The degree of prestress adopted could be relatively low in this case.

After these general remarks, we will describe some noteworthy bridges recently built in prestressed concrete.

### Ganterbrücke

(National highway N9, Simplon)

Consulting engineers: Prof. Dr. Chr. Menn, Zürich.  
Schneller, Schmidhalter & Ritz, Brigue.  
Blötzer + Pfamatter, Brigue.  
H. Rigendinger, Coir.

Total length: 678 m.

Main spans: 127 m, 174 m, 127 m.

This bridge in prestressed concrete with the *longest span* in Switzerland (central span of 174 m) is actually under construction on the layout of the national highway to Simplon, in the deep valley of Ganter above Brigue. The authors of the project have adopted a new, original construction (Fig. 2) consisting of a *combination of the traditional method of cantilevering out and of cable staying* in which the cables are not left free, but are subsequently concreted in a thin wall.

As the bridge has a relatively narrow deck width of 9.6 m, it was possible to select a box section with single cell without lateral cantilevers, which facilitates the layout of the anchorages of the stays (Fig. 3). As the piers on the left bank are situated in a *slow slip zone* (Fig. 4), they have to be *constructed in wells*, so that the creep movements of the bank could be ultimately compensated by

a displacement of the foot of the pier. For this reason, the piers are supported, without fixity, on big Neotopf supports. During construction by cantilevering out, it is however necessary to fix the piers with the help of short cables, as well as packing pieces of concrete blocks incorporated in the pier bearings. According to the construction schedule, this interesting and daring structure should be finished in 1980.

#### Lehnenviadukt Beckenried

(National highway N2, Höfe—Tunnel of Seelisberg)

Consulting engineers: D. J. Bänziger, Zurich.  
K. Aeberli, Buochs.  
Werffeli & Winkler, Effretikon.

Total length: 3150 m.  
Spans: 55 spans of 55 m plus 2 end spans.

Construction of this structure, which with its overall length of 3150 m, represents the *longest bridge* in Switzerland, has given rise to some *difficult foundation problems*. This bridge situated on a hill slope extends in effect for a long distance in a slip zone having a creep movement of a few centimeters per year, according to the measurements taken. The situation is further complicated due to the fact that the slip layers are quite thick in some places. For this reason, the spread foundations founded on the rock, have to be arranged in *flexible wells whose maximum depth attain 76 m*.

It looks that these conditions dictated the choice of a single central pile, as the construction of twin wells under each intermediate support would have been much too costly.

The unusual design that won the bidding nevertheless provides for two separate box girder bridges, the two piers being however connected together at the ground level by a transverse beam, and then founded in a single central well (Fig. 5). The well and the central pier are separated in the transverse plane by a gap of about 1.5 m to insure sufficient room for the creep movements to take place freely, till such a time that these latter movements are reduced by the drainage measures taken in the hill slope.

#### Viaduc du Lac de la Gruyère

(National highway N12, Vevey—Berne)

Consulting engineers: E. & A. Schmidt, Basle.  
B. Bernardi, Zurich.  
I.C.A. SA, Fribourg.

Overall length: 2043.75 m.  
32 spans of 60.5 m plus 2 end spans.

This bridge, remarkable from aesthetic and constructional point of view, extends over more than 2 km crossing the two deep creeks in the Gruyère Lake. With the exception of the two end spans, the intermediate spans are of constant length of 60.48 m.

The cross-section selected consists of a relatively narrow box girder 6 m wide, with two large ribbed cantilever overhangs 8.85 m wide, concreted with the help of a travelling scaffolding (Fig. 10). These cantilevers bestow to the structure a special elegance and also contribute to make the structure economical thanks to the partial prestressing.

The construction procedure, by stages of one span at a time, appears remarkable. For this purpose, the consulting engineers have developed a *highly mechanized launching beam* having a total weight of 666 tons (Fig. 6). The design and construction of such a launching beam satisfying the strict requirements, represents without doubt a big undertaking demanding great qualities of engineering. Certain innovations have been successfully applied in the realization of this structure. For example, the ever difficult problem of transferring the shuttering of the bottom slab across the piers during the advancement of the launching beam, has been by-passed in an elegant manner by realizing this slab with the *prefabricated elements*. This way, no scaffolding is necessary, which avoids the usual dismantling or pulling down.

Some of the piers have to be constructed on piles going down to a depth of 20 m below the water table, which resulted in considerable difficulties.

#### Saaneviadukt Gümnenen

(National highway N1, Lausanne—Berne)

Consulting engineers: Ingenieurgesellschaft Walder AG, Bern.  
Prof. Dr. H. von Gunten, Zurich.

Overall length: 849 m.  
11 spans of 60 m plus 4 end spans.

The structure also is of a *single cell box girder section with large cantilever overhangs*, but *without ribs*, however (Fig. 1A). In order to make use of an existing launching girder, which however was not foreseen for spans of this magnitude, nor to such sections, the bridge was built in stages: first of all, only the trough of the span under consideration is concreted. It is then prestressed in such a manner that the weight of the top slab of the box girder placed subsequently does not induce any additional stresses in the launching beam. The lateral cantilever slabs are concreted later with the help of a travelling scaffolding relatively light (Fig. 7). Use of partial prestressing for transverse stresses also turned out to be interesting and economical for this structure.

As this example shows, bridges with a single box section have a harmonious and pleasing appearance, due to the marked contrast between the lighted and shaded zones and due to the relatively slender piers. Such structures integrate perfectly in the landscape. Finally, they revealed to be quite competitive from the economic point of view.

#### Pont sur le Talent

(National highway N1, Lausanne—Berne)

Consulting engineers: Carroz & Küng, Lausanne.  
Gianada & Guglielmetti, Martigny.  
B. Bernardi, Zurich.

Overall length: 374.17 m.  
6 spans of 49.3 m plus 2 end spans.  
384.20 m.  
5 spans of 46.9 m plus 4 end spans.

The tendency to *reduce to the maximum extent the launching weight of the main girders* to be able to use a light scaffolding is achieved in a rational way in this bridge actually under construction. The cross-section selected (Fig. 1F) with a relatively narrow box girder and very massive lateral cantilever overhangs could appear somewhat disproportionate at first sight. In effect, in the transverse direction the deck slab is essentially stressed by the large negative bending moments, which requires a high degree of transverse prestress. This is however compensated from the economical point of view by the fact that, in spite of a grand span of 49 m, an unusually light and comparatively cheap steel truss falsework could be utilized (Fig. 8).

#### Pont de Cucloz

(National highway N12, St-Légier)

Consulting engineer: Piguet S.A., Lausanne.

Overall length: 479.7 m.  
11 spans of 36.2 m plus 5 end spans.

This structure also was built by concreting initially only a single cell as the main load bearing structure on a conventional falsework centering. However, to avoid the large transverse bending moments and icing that appear with big cantilever overhangs, the section is subsequently completed with two lateral triangular cells (Fig. 1E). Such crosssections are less interesting with regard to the concrete volume, as they have a lower slab that extends over the entire width of the bridge serving only as an inclined prop for the deckslab in the lateral cells. On the other hand, the economy achieved in the transverse prestressing steel and ordinary reinforcement steel is considerable.

#### Viaduc d'Épendes

(National highway N1, Lausanne—Berne)

Consulting engineers: Bureau d'ingénieurs Perret-Gentil & Rey,  
Yverdon and Lausanne.  
Collaborator: J. Bize.

Overall length: 605 m (2 bridges).  
17 spans of 31.00 m plus 3 special spans  
(CFF, Swiss Federal Railways).

With a concrete volume of only 0.32 m<sup>3</sup> per square meter of bridge surface, this structure actually under construction is without

doubt at the *limit of what could still be achieved, even with the method of prefabrication* adopted here. To achieve this result, some new concepts have been worked out. On the one hand, only two prefabricated, prestressed main girders per direction of circulation have been provided. This results in a relatively long transverse span for the deck slab, which in addition had to be provided with cantilever overhangs. On the other hand, prefabricated slab elements that are only 5 cm thick, stiffened by transverse prestressed ribs spaced at 1.4 m centers have been developed (Fig. 10). As shown in this figure, these slab elements are interrupted on the main girders, while the transverse ribs are continuous, so that once the cast-in-situ concrete of 15 to 30 cm thick is in place, a good connection is achieved between the main girders and the slab. Longitudinal, straight prestressing cables in the deck slab provided on intermediate piers along with cast-in-situ concrete diaphragms at this place provide continuity.

### Krummbachbrücke

(National highway N9, Simplon)

Consulting engineers: De Kalbermatten, Burri, Missbauer, Sion.

Main span: 124 m (arch bridge).

Novel methods of construction and development of prestressed concrete have made it possible to bridge bigger and bigger spans with continuous beams. From economical considerations, these

latter have gradually superseded the arch bridges, much to the regret of several people in view of their pleasing appearance and their good integration in hilly landscapes. As the present example shows, it is still possible, or better, it is once again possible to build economical arch bridges.

Initially, a conventional scaffolding has been foreseen, which however turned out to be very expensive compared to the total cost of the structure. For this reason, for the *first time in Switzerland, the arch was built by cantilevering with the aid of tie-back cables* (see the cover page and Fig. 11). Though the arch by itself is an element under compression, it has been lightly prestressed. On the one hand, this has the advantage that the construction joints could be kept under compression during the construction and also insure the continuity of longitudinal reinforcement by coupling the prestressing cables. This turned out to be an appropriate step for the security against cracks and deformations. On the other hand, it became possible this way to select bigger stages of construction and to omit one of the guy towers.

The method of construction adopted here revealed to be advantageous from all points of view and the structure recently finished could be qualified as a fine aesthetical success (Fig. 12).

Adresse des Verfassers: Dr. René Walther, Prof. an der ETH Lausanne, Walther Dr., R + Mory H, Ingenieurbüro, Aeschenvorstadt 21, 4051 Basel.

## Spannbeton im Hochbau

Von Hugo Bachmann, Zürich

Im folgenden Aufsatz werden Anwendungen der Vorspannung bei Hochbauten in der Schweiz während der letzten paar Jahre beschrieben. Obschon – mitbedingt durch die Rezession – kaum auffällige Neuentwicklungen im Gange sind, so kann doch auf einige bemerkenswerte Objekte hingewiesen werden.

Allgemein ist festzustellen, dass im Hochbau fast ausschliesslich die *teilweise Vorspannung* angewendet wird. Die volle Vorspannung kommt nur noch in Ausnahmefällen vor. Bei der teilweisen Vorspannung von Biegequerschnitten werden die Spannglieder meist so bemessen, dass für den Lastfall «ständige Last» am ungerissenen Querschnitt rechnerische Zugspannungen von im Maximum 10 bis 20 kg/cm<sup>2</sup> auftreten. Für den Lastfall «Vollast», d.h. «ständige Last und bewegliche Nutzlast» muss dann zusätzlich zur vorgespannten Armierung eine konventionelle schlaaffe Armierung eingelegt werden. Der Spannungsnachweis für diesen Lastfall – der im Grunde genommen ein Rissnachweis ist – wird am gerissenen Querschnitt nach den Prinzipien des Stahlbetons (Biegung mit Normalkraft = Vorspannkraft) durchgeführt. Zudem ist – gleich wie bei voller Vorspannung – eine genügende Biegebruchsicherheit nachzuweisen.

### Vorgespannte Flachdecken mit und ohne Verbund

Einen festen Platz hat sich die Vorspannung bei den Flachdecken erworben. Vorgespannte Flachdecken sind besonders wirtschaftlich bei Spannweiten von etwa 6 bis 12 m. Auch bei kleinen Deckenstärken treten unter ständiger Last nur geringe Verformungen auf. Daher sind auch kurze Ausschalfrieten möglich.

Es können *drei verschiedene Arten der Spannglied-anordnung* unterschieden werden (Bild 1):

a) In beiden Richtungen auf Feld- und Gurtstreifen verteilte Spannglieder,

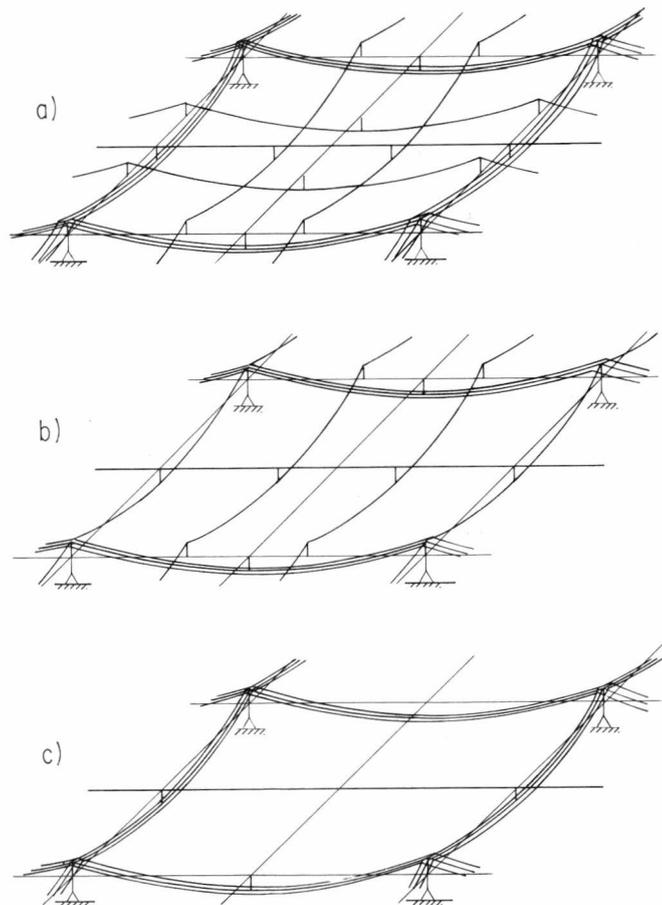


Bild 1. Verschiedene Möglichkeiten für die Anordnung der Spannglieder in Flachdecken  
Different possibilities for the arrangement of prestressing steel in flat slabs

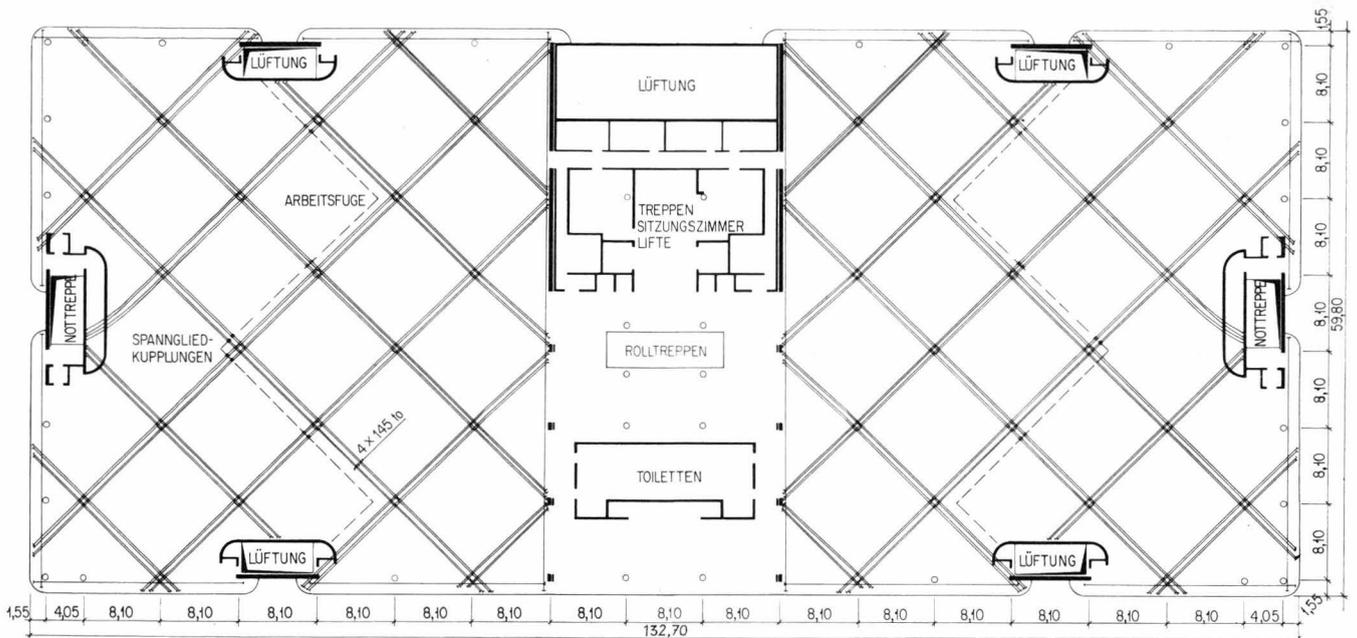


Bild 2. Grundriss eines Bürogeschosses im Verwaltungsgebäude der Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel. Flachdecke mit Gurtstreifenvorspannung  
 Plan of an office floor in the administration building of Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel. Flat slab with column strip prestressing

- b) In einer Richtung verteilte Spannlieder, in der anderen Richtung auf Gurtstreifen konzentrierte Spannlieder,
- c) In beiden Richtungen auf Gurtstreifen konzentrierte Spannlieder (sog. Gurtstreifen- oder Stützstreifenvorspannung).

In der Schweiz wird vor allem die *Gurtstreifenvorspannung* c) angewendet. Dabei wirken auf die Decke selbst nur nach oben gerichtete Umlenkkräfte, während die nach unten gerichteten Umlenkkräfte direkt in die Stützen abgetragen werden. Daher ergibt die Gurtstreifenvorspannung von den drei erwähnten Arten der Spannliederanordnung die kleinste Durchstanzbeanspruchung. Die quadratischen Felder müssen dann ähnlich wie eine allseitig aufgelagerte und eingespannte Platte schlaff bewehrt werden, wobei die günstige Wirkung der Druckkraft aus der Vorspannung berücksichtigt werden kann.

### Verwaltungsgebäude der Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel

Beim neuen Verwaltungsgebäude der Firma Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel (Bilder 2 und 3), mit den Grundrissabmessungen von  $132 \times 59$  m beträgt der Stützenraster in den Kellergeschossen  $8,10 \text{ m} \times 8,10 \text{ m}$ . In den darüberliegenden vier Bürogeschossen mit einer ständigen Last von  $200 \text{ kg/m}^2$  und einer Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  wurden nur noch halb so viele Stützen angeordnet, woraus sich die diagonale Spannliederführung mit einer Spannweite von  $11,45 \text{ m}$  ergab. Die Deckenstärke beträgt  $38 \text{ cm}$ . Die je Gurtstreifen angeordneten vier Spannlieder mit  $V = 145 \text{ t}$  wurden jeweils vier Tage nach dem Betonieren auf  $60\%$  vorgespannt, was das Ausschalen erlaubte, und nach 12 Tagen auf  $100\%$ . Dadurch war ein rascher Baufortschritt mit nur verhältnismässig wenig Schalmaterial möglich. Innert sechs Monaten wurden  $24800 \text{ m}^2$  Decke betoniert. Bei der Arbeitsfuge waren die

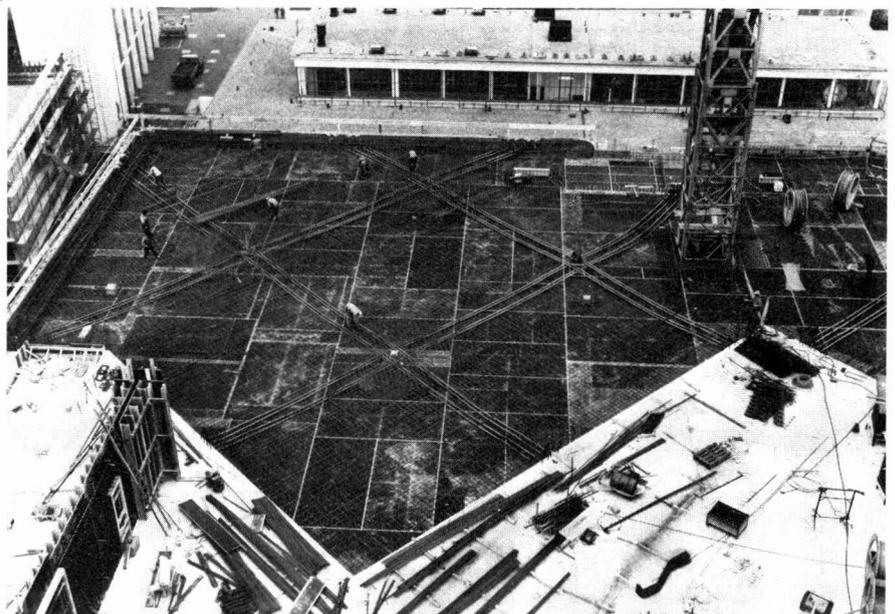


Bild 3. Flachdecke des Verwaltungsgebäudes im Bauzustand  
 Flat slab of the administration building during construction

Spannglieder mit beweglichen Verankerungen und festen Kupplungen versehen. Dies erlaubte einerseits das Vorspannen eines Betonierabschnittes mit verhältnismässig geringen Reibungsverlusten, andererseits war damit aber auch eine durchgehende Vorspannung gewährleistet. Der Spannstahtaufwand betrug  $6,5 \text{ kg/m}^2$  Decke und der Aufwand an schlaffem Stahl  $30 \text{ kg/m}^2$ . Als Stützen wurden Vollstahlstützen vom Durchmesser 25 cm (obere Geschosse) bis 35 cm (untere Geschosse) mit einer Kopfplatte aus Stahl von  $70 \times 70 \text{ cm}$  verwendet.

Ingenieur: Preiswerk & Cie. AG, Basel  
 Architekt: Preiswerk & Cie. AG, Basel  
 Projektleitung: F. Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel, Bauabteilung

#### Tiefgarage des Kantonsspitals Basel

Auch bei den rund  $150 \times 50 \text{ m}$  messenden Flachdecken der Tiefgarage des Kantonsspitals Basel (Bilder 4, 5, 6) wurde die Gurtstreifenvorspannung angewendet. Bei einem Stützenraster von  $7,50 \times 8,50 \text{ m}$  wurden die Zwischendecken 30 cm stark ausgebildet. Die Dicke der obersten Decke beträgt 1 m. Die Tiefgarage dient im Kriegsfall als Zivilschutzanlage und ist für einen Aussendruck von 3 atü ausgelegt. Daher musste die oberste Decke für die ungewöhnlich hohe Gesamtlast von  $35 \text{ t/m}^2$  bemessen werden. Je Gurtstreifen wurden vier Spannglieder mit  $V = 117 \text{ t}$  eingelegt. Die Decke wurde in vier Abschnitten von  $27,5 \times 47 \text{ m}$  hergestellt. Die beiden in Bild 5 im Vordergrund sichtbaren Spannglieder dienten dazu, die Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Deckenabschnitten zu überbrücken. Der Spannstahtaufwand bei dieser Decke beträgt insgesamt  $13,5 \text{ kg/m}^2$ ,

Bild 4. Querschnitt durch die im Senkdeckenverfahren erstellte Tiefgarage des Kantonsspitals Basel  
 Cross-section of the underground garage of the Canton Hospital Basel, constructed using a sinking procedure

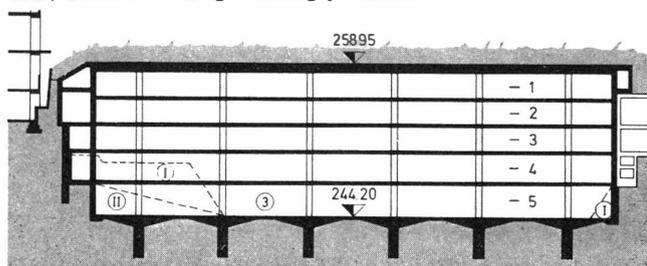
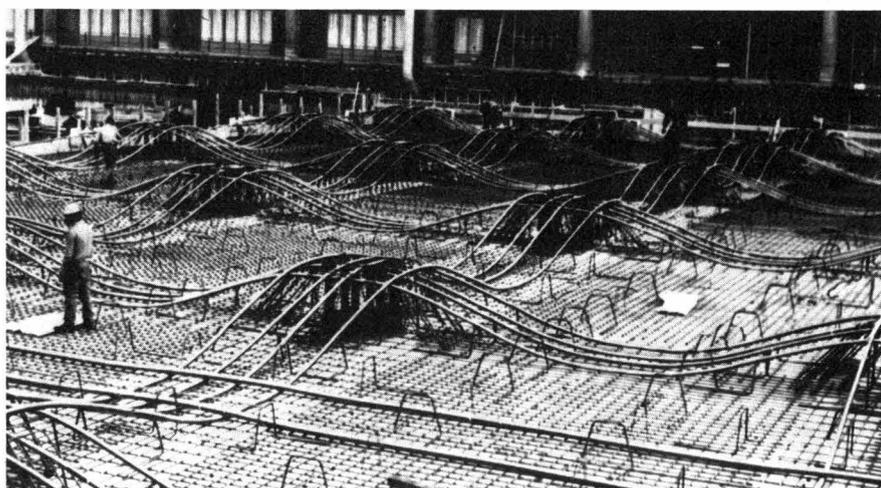


Bild 5. Gurtstreifenvorspannung der obersten Decke der Tiefgarage, die für eine Belastung von  $35 \text{ t/m}^2$  bemessen ist  
 Column strip prestressing for the top slab of the underground garage, designed for a loading of  $35 \text{ t/m}^2$



der Aufwand an schlaffem Stahl  $70 \text{ kg/m}^2$ . Die Decke ist auf einer Stützenkopfplatte aus Stahl mit einem Durchmesser von 100 cm aufgelagert.

Bei dieser Tiefgarage kam ein originelles Bauverfahren zur Anwendung. Sie wurde nicht wie üblich in einer offenen Baugrube von unten nach oben, sondern im sogenannten *Senkdeckenverfahren* von oben nach unten erstellt. Die Decken wurden auf dem Planum eine über der anderen betoniert und vorgespannt sowie anschliessend am Kopf der zuvor eingebrachten 15 m langen Stütze aufgehängt. Dann erst wurde unter dem Deckenpaket mit dem Aushub begonnen und die einzelnen Decken mittels 24 Spannpressen sukzessive abgesenkt.

Ingenieur: Dr. R. Walther und H. Mory, dipl. Ing. ETH, Basel  
 Architekt: Suter und Suter AG, Generalplaner u. Architekten, Basel

#### Bildungszentrum Zofingen

Neuerdings werden in der Schweiz für die Vorspannung von Flachdecken auch *Kleinspannglieder ohne Verbund* verwendet. Als *Vorteile* gegenüber konventionellen Spanngliedern können genannt werden:

- Grössere Exzentrizität der Spannglieder wegen der kleinen Hüllrohrdurchmesser von nur 18 mm, was bei dünnen Decken besonders ins Gewicht fällt,
- rascherer Baufortschritt durch einfaches Verlegen der leichten Spannglieder und Vorspannen mit kleinen handlichen Pressen,
- früheres Vorspannen auf 100%, da kleinere Betonpressungen unter dem Anker,
- Wegfall des Injizierens.

Im Bildungszentrum Zofingen mussten die Flachdecken (Bilder 7 und 8) für eine ständige Last von  $130 \text{ kg/m}^2$  und eine Nutzlast von  $300 \text{ kg/m}^2$  bemessen werden. Die Deckenstärke beträgt 28 cm bei Spannweiten der Normalfelder von  $10 \times 7,5 \text{ m}$ . Für die Vorspannung wurden je Gurtstreifen bis zu 18  $0,6''$ -Einzellitzen-Spannglieder (ohne Verbund) mit  $V = 18 \text{ t}$  verwendet. Der Armierungsaufwand je  $\text{m}^2$  Decke betrug  $4,5 \text{ kg}$  Spannstaht und  $15,6 \text{ kg}$  schlaffer Stahl. Die Betonstützen mit Durchmesser 50 cm konnten ohne besondere Stützenkopfverstärkung ausgeführt werden.

Ingenieur: H.P. Stocker, dipl. Ing. ETH, Bern  
 Architekt: Metron Architekten, Brugg

Bild 6. Pressen für das Absenken der Decken der Tiefgarage  
 Hydraulic jacks for the sinking of the slabs for the underground garage

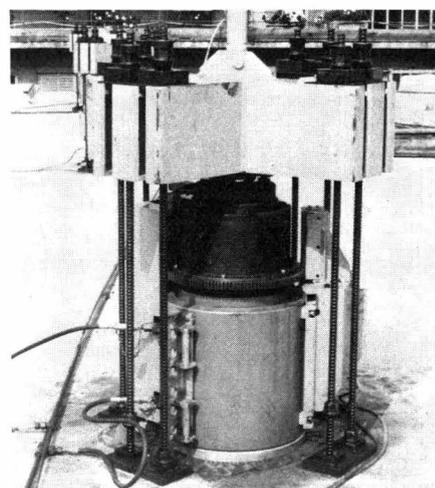
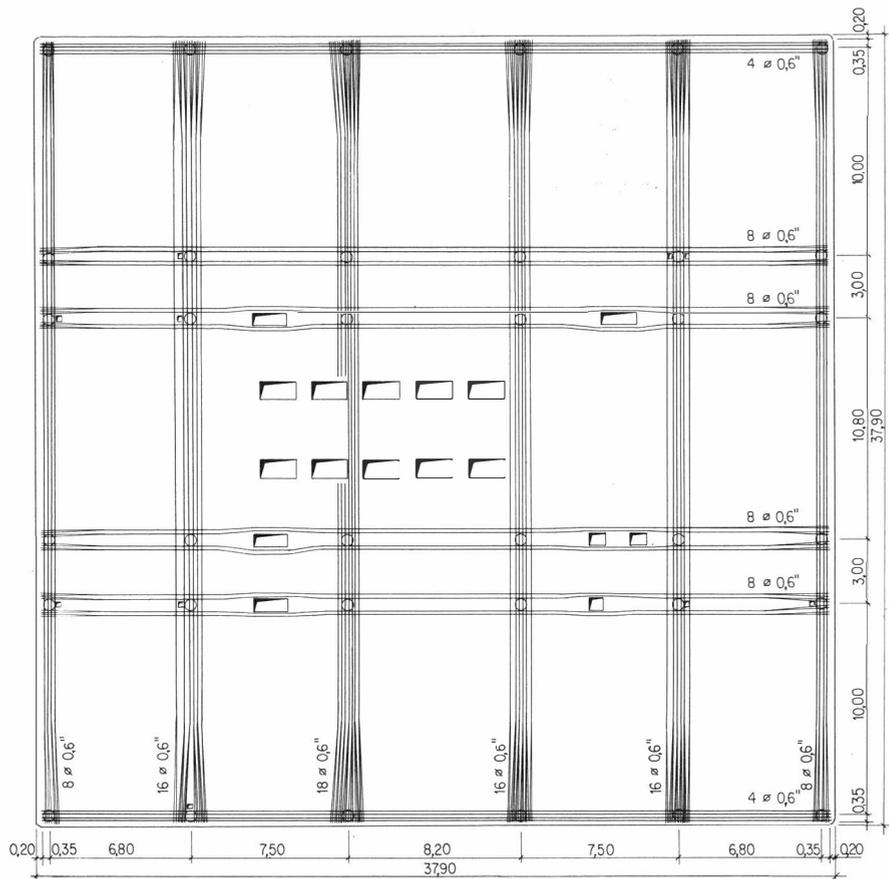


Bild 7. Mit Kleinspanngliedern ohne Verbund vorgespannte Flachdecke im Bildungszentrum Zofingen  
 Flat slab in the Educational Centre Zofingen  
 prestressed with small prestressing steel members without bond



### Abfangkonstruktionen

Immer wieder erweist sich der Spannbeton als hervorragendes Mittel, um auch konstruktiv aussergewöhnliche Aufgaben zu lösen. Dies gilt insbesondere für Abfangkonstruktionen.

### Schulhaus mit Schwimmhalle in Aadorf

Das Oberstufenschulhaus Aadorf weist einen etwa kreisförmigen Grundriss mit einem Durchmesser von rund 39 m auf (Bilder 9 und 10). Die beiden Obergeschosse werden für Schulzwecke verwendet, hingegen ist im Untergeschoss eine Schwimmhalle untergebracht. Da in der Schwimmhalle keine Innenstützen angeordnet werden konnten, wurde das oberste Geschoss mit den sternförmig verlaufenden Trennwänden als sehr steife Tragkonstruktion ausgebildet und daran die 1100 m<sup>2</sup> messende Decke über der Schwimmhalle aufgehängt. Im mittleren Geschoss sind als Tragelemente im Innenbereich lediglich acht vorgespannte Hängestützen vorhanden. Dies ergab für den Architekten eine grosse Freiheit für die Einteilung der hier untergebrachten Gemeinschaftsräume wie Bibliothek, Handarbeitswerkstätten, Spezialzimmer usw.

In den Tragwänden wurden je vier Spannglieder mit  $V = 220$  t angeordnet und in der Zwischendecke um die rechteckige Aussparung für die Treppenanlage herumgeführt. Um die Vorspannanker unterbringen zu können, mussten am Rande der Dachplatte örtliche Verstärkungen angebracht werden. Die Hängestützen sind mit je einem Spannglied mit  $V = 145$  t vorgespannt.

Ingenieur: Zähler und Wenk, Ingenieure SIA, St. Gallen/Kreuzlingen

Architekt: Baerlocher und Unger, dipl. Arch. ETH/SIA, St. Gallen

Bild 8. Flachdeckenarmierung. Bildungszentrum Zofingen  
 Flat slab reinforcement and prestressing steel for slab of the Educational Centre Zofingen

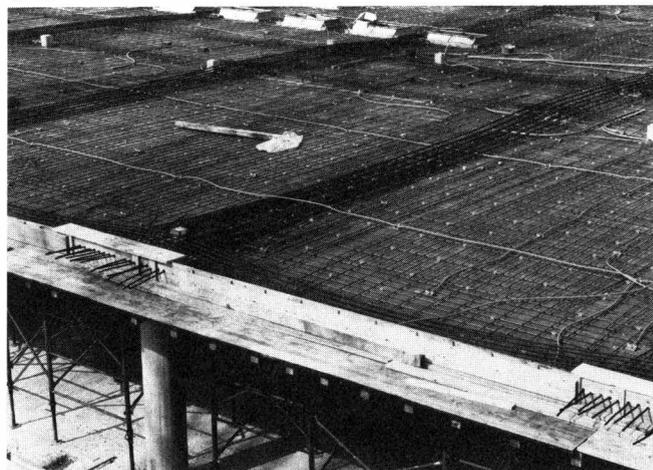


Bild 9. Schulhaus mit Schwimmhalle in Aadorf  
 School building with indoor swimming pool in Aadorf



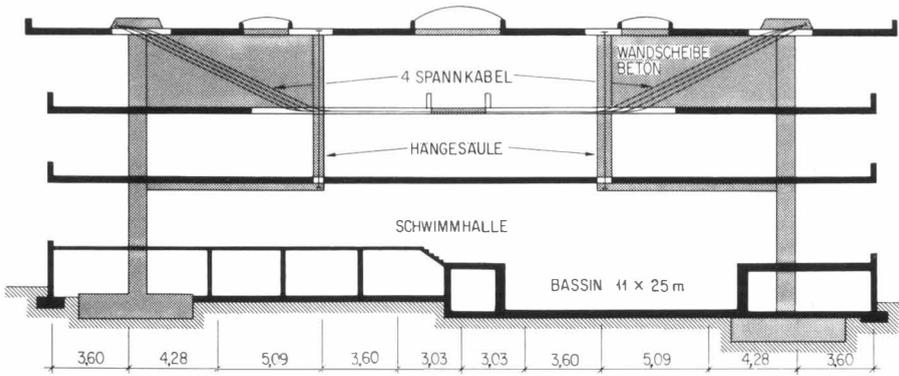
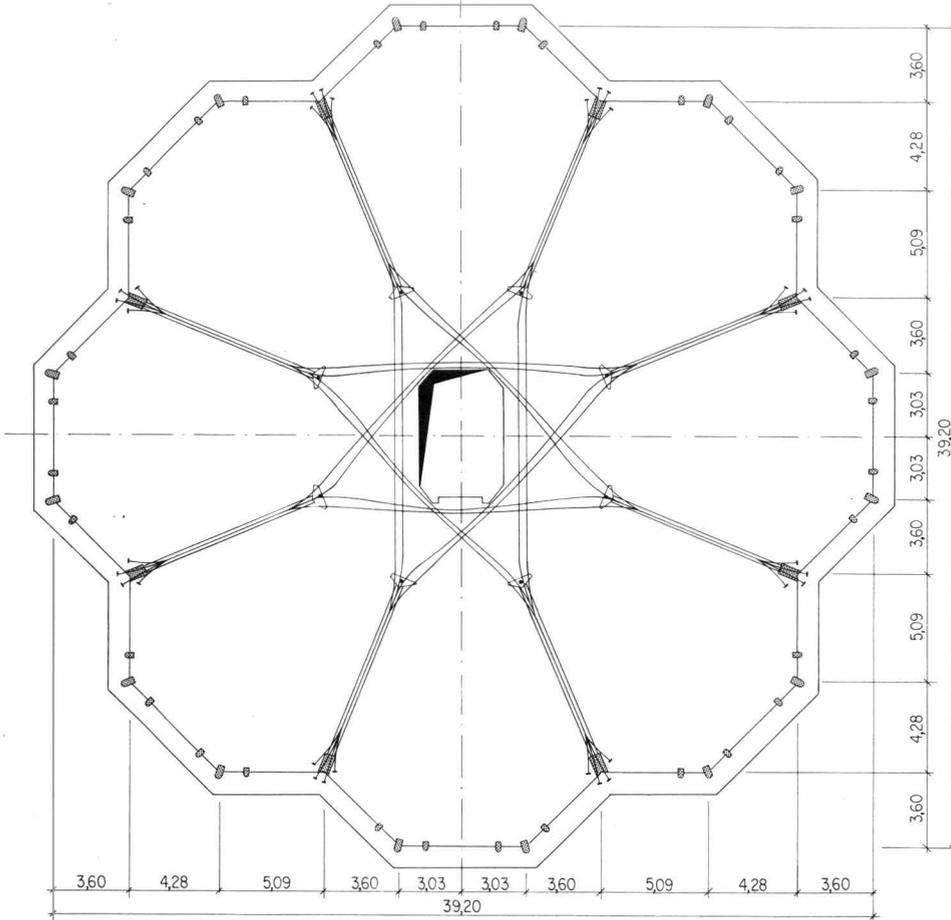


Bild 10. Schnitt und Grundriss mit Spanngliedern des Schulhauses mit Schwimmbad in Aadorf  
Section with prestressing steel for the school building with indoor swimming pool



#### Verwaltungsgebäude Giesshübel der Schweizerischen Kreditanstalt, Zürich

Im Verwaltungsgebäude Giesshübel der Schweizerischen Kreditanstalt in Zürich weist eine  $24,75 \times 24,75$  m weit gespannte und nur 74 cm dicke Kassettendecke (Bilder 11 und 12) eine verteilte Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  auf. Zusätzlich mussten drei Einzellasten von 183 t, 125 t und 72 t abgefangen werden. Die Decke ruht auf Einzelstützen in den Drittelpunkten der Ränder, und sie ist an zwei benachbarten Rändern eingespannt, d.h. durchlaufend ausgebildet. Die Vorspannarmierung in den mittleren Rippen besteht aus acht bzw. neun Spanngliedern mit  $V = 190 \text{ t}$ . Der Spannstahtaufwand ist entsprechend hoch. Er beträgt  $12,8 \text{ kg pro m}^2$  Decke. Der Aufwand an schlaffem Stahl ergibt sich zu  $61 \text{ kg/m}^2$ .

Ingenieur: Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich

Architekt: Architektengemeinschaft VZG  
W. Stücheli, Th. Hugengerger, E. Stücheli, Zürich  
H. Koella, Zürich  
Suter & Suter AG, Basel

#### Hallenbauten

##### Sporthalle St. Jakob in Basel

Die Hängeschale der Sporthalle St. Jakob in Basel (Bilder 13 und 14) weist bei einer Spannweite von 90 m und einem Durchhang von 6 m nur eine Dicke von 7,5 cm auf. Sie besteht aus Leichtbeton mit einem Raumgewicht von  $1,7$  bis  $1,75 \text{ t/m}^3$ . Das Eigengewicht des Daches inklusive Dampfsperre, 3 cm Kork und Kunststoff-Folie, beträgt nur  $150 \text{ kg/m}^2$ . Als Hauptarmierung wurden injizierte  $0,5''$ -Einzellitzen-Spannglieder im Abstand von 30 cm zwischen zwei Spezialnetzen mit einem Gewicht von je  $6,3 \text{ kg/m}^2$  angeord-

Bild 11. Kassettendecke im Verwaltungsgebäude der Schweizerischen Kreditanstalt in Zürich  
 Waffle slab in the administration building of Swiss Credit Union, Zürich

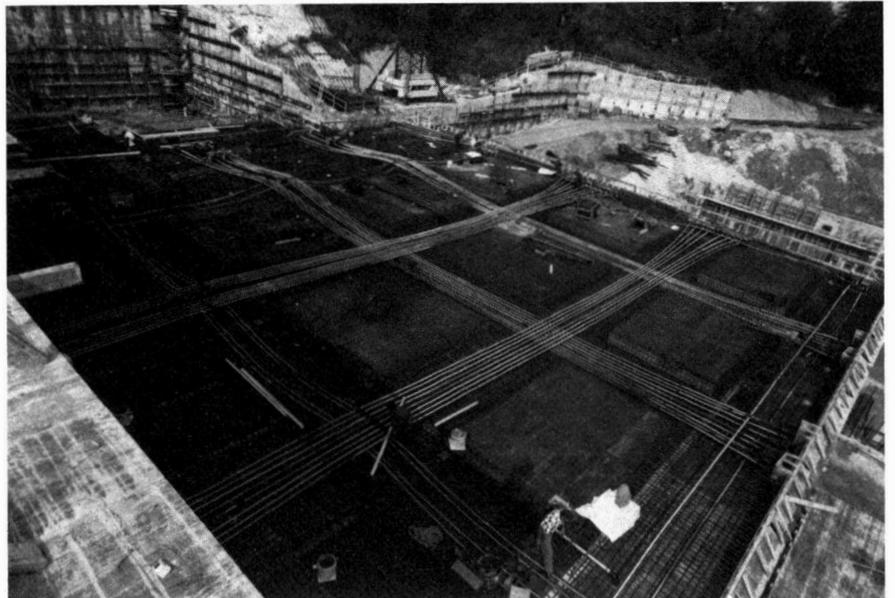
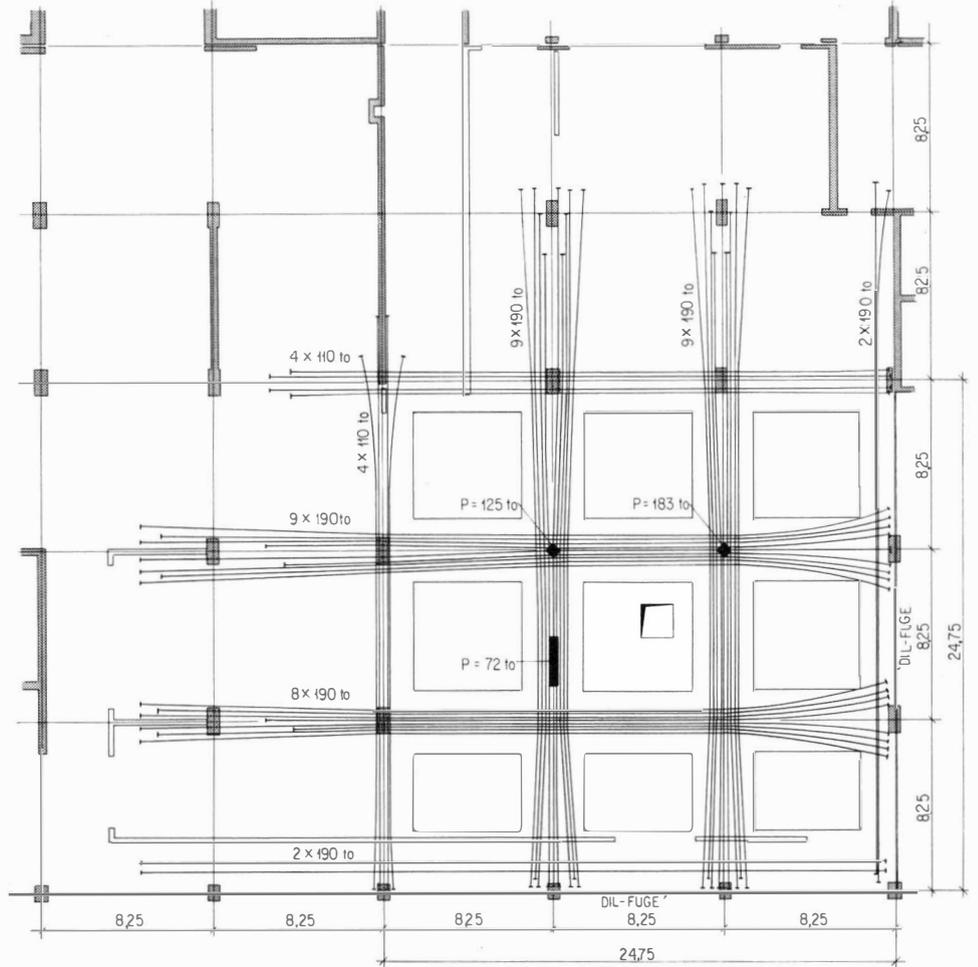


Bild 12. Fertig verlegte Armierung der Kassettendecke  
 Laid reinforcement for the waffle slab

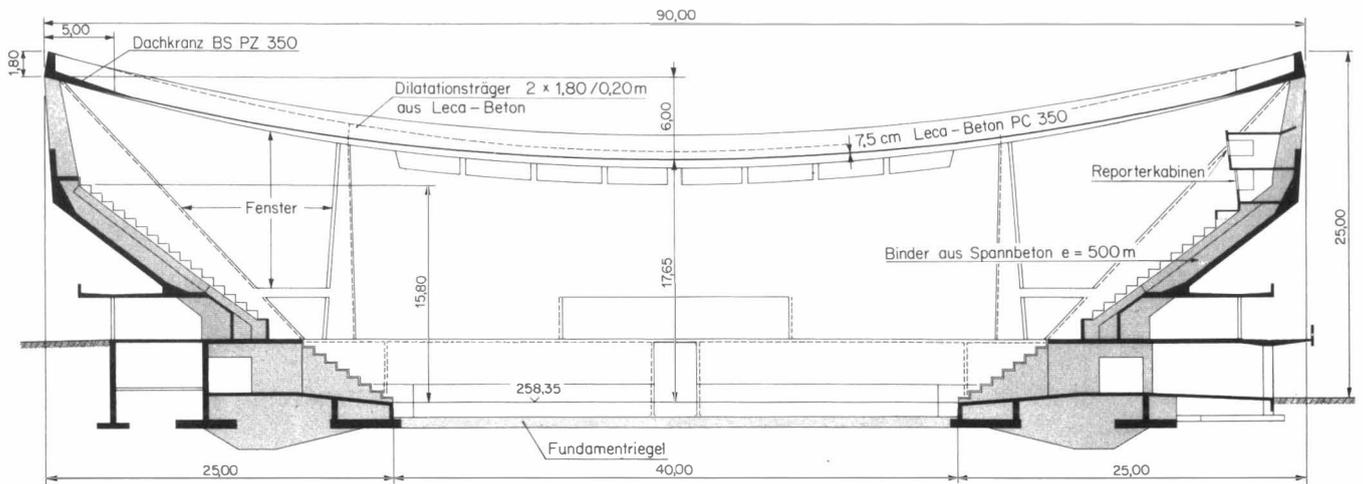


Bild 13. Querschnitt durch die Sporthalle St. Jakob in Basel  
Section of the St. Jakob Sport Hall, Basel

net. Die Schale wurde auf einem seitlich verschiebbaren Gerüst in Streifen von 10 m Breite hergestellt, die jeweils drei Tage nach dem Betonieren für Eigengewicht vorgespannt wurden. Die endgültige Vorspannung erfolgte erst nach dem Betonieren sämtlicher Streifen. Die schrägen Stützen zur Aufnahme der Auflagerreaktionen der Hängeschale wurden für ständige Last formtreu vorgespannt, so dass darin Biegemomente und Querkräfte nur aus den Nutzlasten, vor allem aus Schnee und Wind, entstehen.

Ingenieur: E.+A. Schmidt, dipl. Ing. ETH/SIA, Basel  
Architekt: G. Panozzo, Basel  
Oberaufsicht: Hochbauamt des Kantons Basel-Stadt

#### Schnellgut-Halle der Schweizerischen Bundesbahnen in Zürich-Altstetten

Bei der Schnellgut-Halle der Schweizerischen Bundesbahnen in Zürich-Altstetten (Bilder 15, 16 und 17) besteht die Tragkonstruktion aus grossen Rahmen mit einer Hauptöffnung von 60 m Spannweite und – quer dazu – aus 23 m langen und 3 m breiten HP-Schalen. Zwischen je 2 HP-Schalen sind Oberlichter angeordnet. Die in Ortbeton erstellten Rahmen weisen einen Kastenquerschnitt mit einer Breite

Bild 14. Armierung eines 10 m breiten Streifens der Hängeschale  
Reinforcement and prestressing steel for a 10 m wide strip of the suspended shell



von 2,2 m und einer Höhe von 2,5 bis 3,3 m sowie Stegstärken von 20 cm und Plattenstärken von 20 cm (unten) bis 40 cm (oben) auf. Am unteren Rand sind durchgehende Konsolen für die Auflagerung der HP-Schalen und die Ableitung des Meteorwassers angebracht. Die verhältnismässig hohen und sehr torsionssteifen Hauptträger sind mit vier Spanngliedern mit  $V = 240$  t und sechs Spanngliedern mit  $V = 185$  t, d.h. mit einer Nennspannkraft von  $V_{tot} = 2070$  t teilweise vorgespannt. Die 3 m breiten und 7 cm dicken HP-Schalen wurden im Spannbett mit 16 Drähten  $\varnothing 7$  mm vorgespannt. Auch die Auflagersättel für die HP-Schalen wurden vorfabriziert und auf die Konsolen der Hauptträger versetzt. Die fertige Halle bietet einen recht imposanten Innenanblick.

Ingenieur: H.R. Fietz AG, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich  
Bauherr und Schweizerische Bundesbahnen Bauabteilung  
Architekt: Kreis III, Zürich

#### Grossbehälter

##### Klinkersilos der Zementfabrik in Rekingen

Grosse Behälter werden oft mit dem Wickelverfahren vorgespannt. Der Korrosionsschutz der Spanndrähte wird dabei meist mittels einer Spritzbetonschicht erzielt. Dies ist verhältnismässig problemlos bei Flüssigkeitsbehältern, die vor dem Aufbringen des Spritzbetons gefüllt werden können und sich dadurch ausdehnen. Sofern jedoch der Spritzbeton nicht beim Vorhandensein des grössten Innendruckes aufgebracht werden kann, besteht die Gefahr, dass durch die später entstehenden Formänderungen die Schutzschicht Risse bekommt und der Korrosionsschutz nicht mehr gewährleistet ist.

Bei Klinkersilos treten der grösste Innendruck und damit die grössten Formänderungen bei Entleerungsvorgängen auf, so dass auch im gefüllten Zustand die Voraussetzungen für das Wickelverfahren nicht besonders günstig sind. Daher wurde bei den beiden Klinkersilos für die Zementfabrik Rekingen (Bild 18) eine konventionelle Vorspannung mittels Einzelspanngliedern gewählt. Diese hat zudem den Vorteil, dass Öffnungen und Aussparungen umfahren werden können und ein normaler Korrosionsschutz durch Injizieren möglich ist.

Die ab Fundament 61,75 m hohen Behälter weisen einen Innendurchmesser von 34 m und eine Wandstärke von 38 cm auf. Sie wurden mittels 57 m langen und über den halben Umfang laufenden Spanngliedern mit  $V = 141$  t ( $12 \varnothing 12,5$  mm) vorgespannt. Der vertikale Abstand der Spannglie-

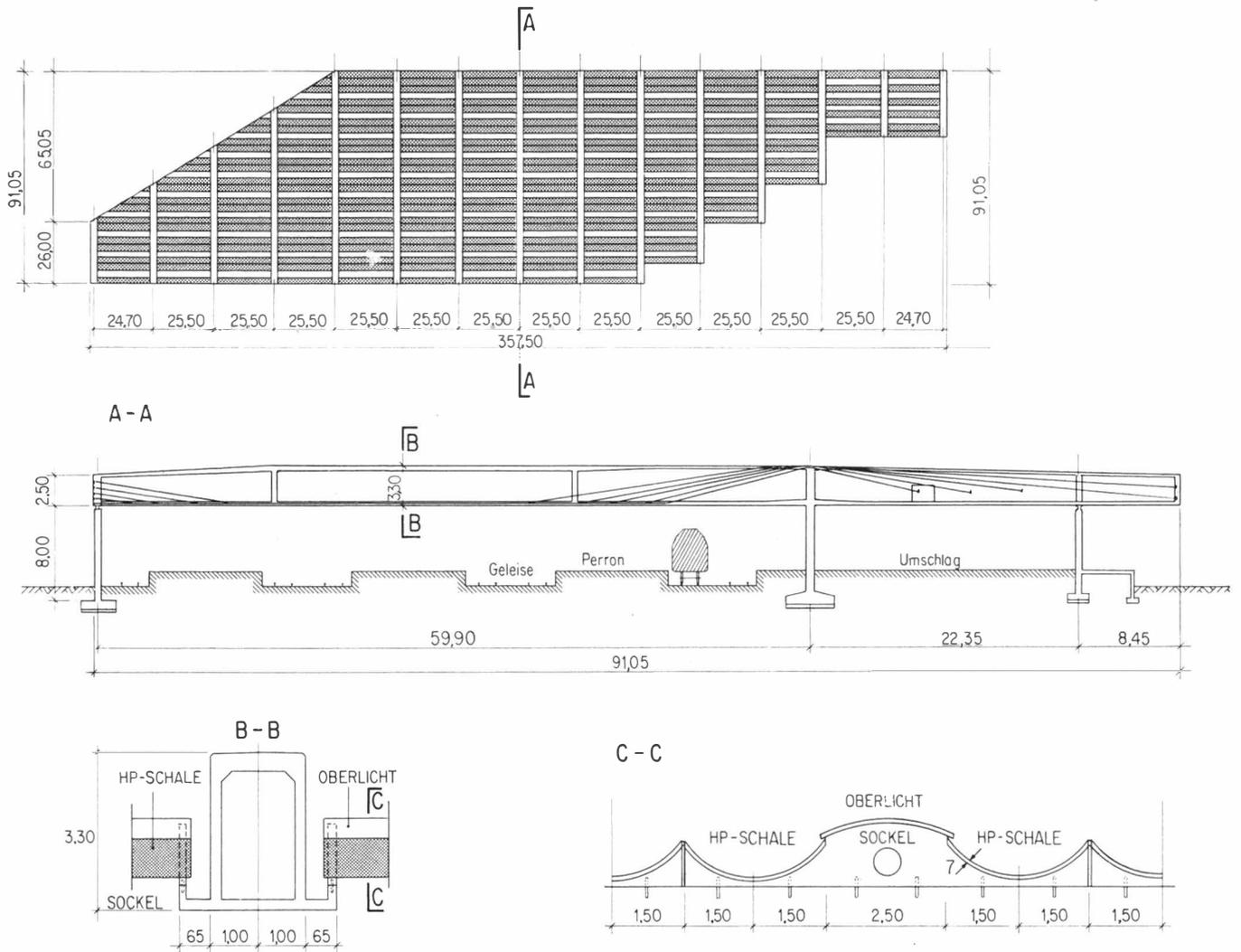


Bild 15. Schnellgut-Halle der Schweizerischen Bundesbahnen in Zürich-Altstetten (Grundriss Schnitte und Kabelplan)  
 Rapid goods hall of the Swiss National Railway, Zürich-Altstetten (plan, sections and cable plan)

Bild 16. Hauptrahmen der Schnellgut-Halle Zürich-Altstetten  
 Main frame of the rapid goods hall, Zürich-Altstetten

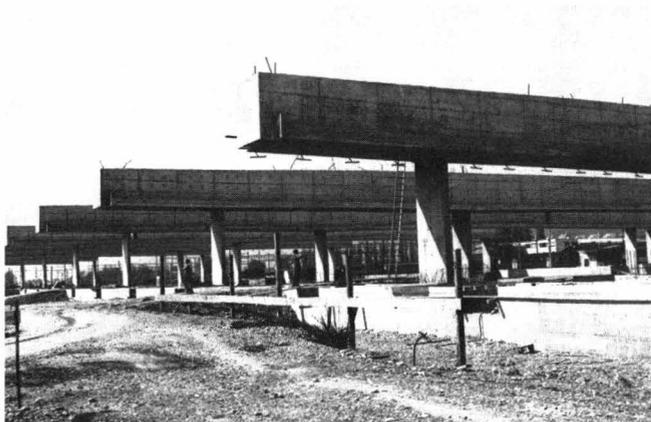


Bild 17. Innenansicht der Schnellgut-Halle Zürich-Altstetten  
 Internal view of the rapid goods hall, Zürich-Altstetten



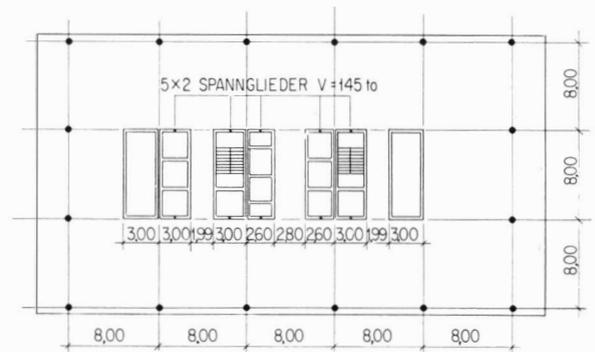
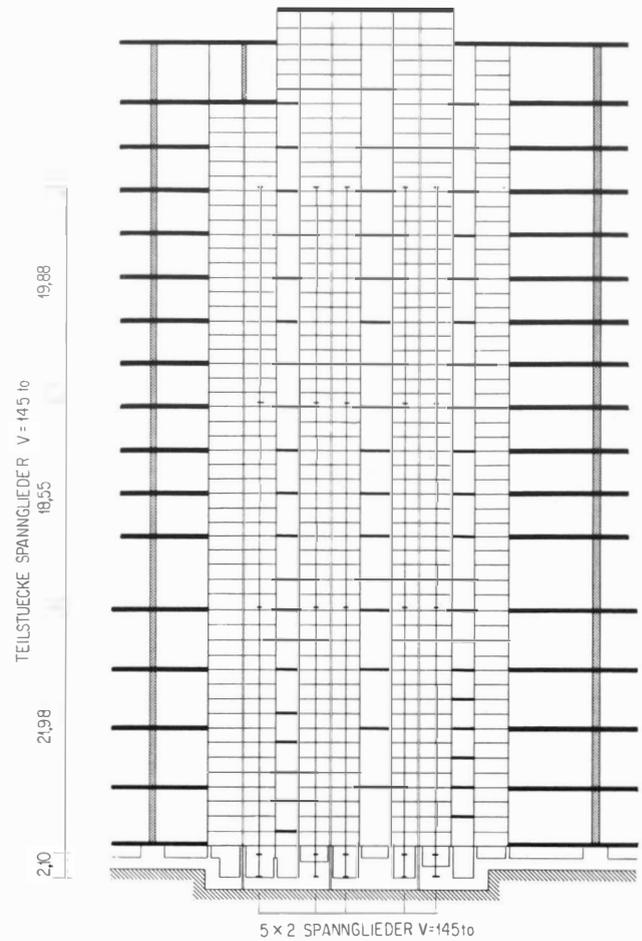
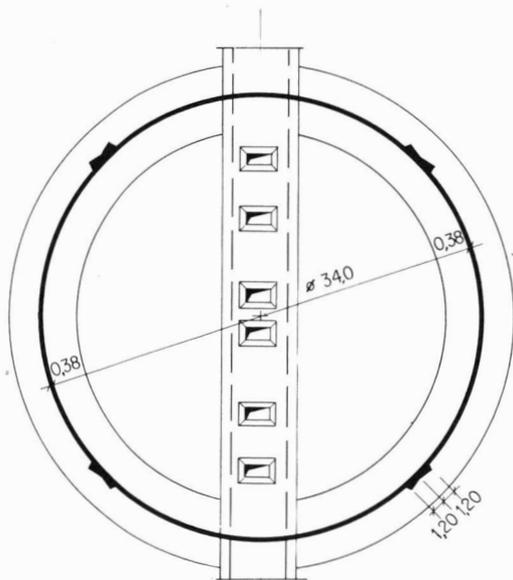
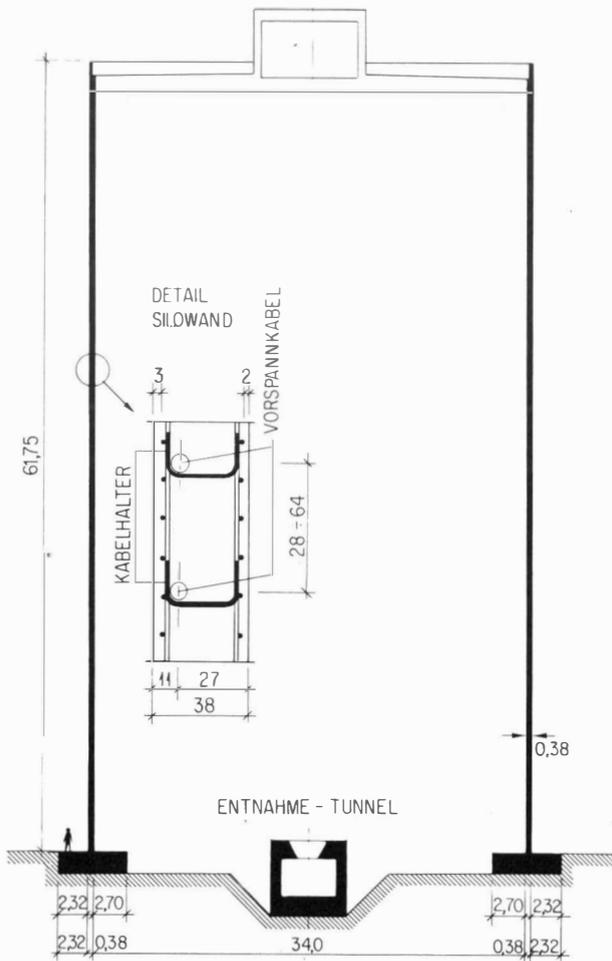


Bild 18 (links). Grundriss und Armierungsdetail des Klinkersilos Rekingen  
Plan and reinforcement detail of the Clinkersilo, Rekingen

Bild 19 (oben). Hochhaus des Einkaufszentrums Wallisellen  
Multi-storey building of the Wallisellen shopping centre

der nimmt – angepasst an den Innendruck – von unten mit 28 cm bis oben mit 64 cm zu. Für die Beanspruchung aus Schwinden, Temperatur, Wind- und Erdbebenlasten wurde innen und aussen eine netzförmige schlaife Armierung ange-

ordnet. Auch die Biegerandstörung beim fugenlosen Übergang zu den einfachen Streifenfundamenten wurde mit schlaffer Armierung abgedeckt. Der durchschnittliche Aufwand pro m<sup>2</sup> der Behälterwand beträgt 25 kg Spannstahl und 45 kg



Bild 20. Montage Einkaufszentrum Wallisellen. Links Hochhaus mit vorfabriziertem und vorgespanntem Kern  
Construction of the Wallisellen shopping centre  
Left is the multi-storey building with prefabricated and prestressed core

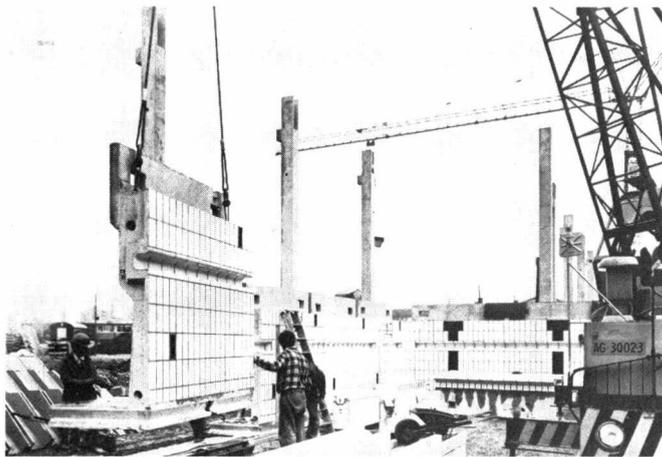
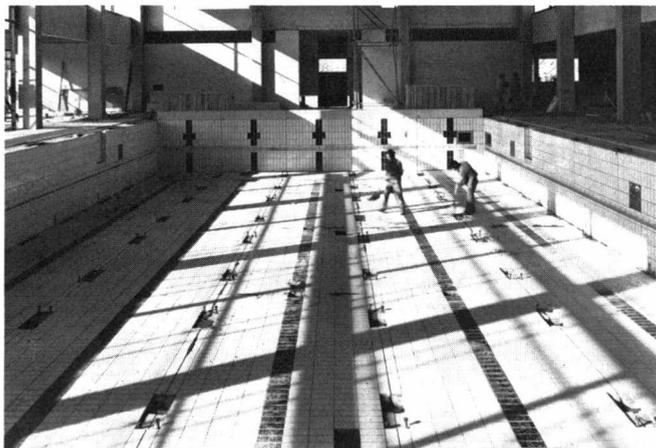


Bild 21. Montage der Wandelemente des Schwimmbeckens Hallenbad Adliswil  
Construction of the pool wall elements for the indoor swimming pool, Adliswil

Bild 22. Schwimmbecken des Hallenbades Adliswil nach beendeter Montage  
Indoor swimming pool, Adliswil, after the completed construction



schlaffer Stahl inkl. Kabelhalter und Lisenenarmierung. Die Silos wurden im Gleitschalverfahren hergestellt mit einer Tagesleistung von 4,5 bis 5 m Behälterwand. Die Spannglieder konnten auf rationelle Weise und sehr rasch mittels einer «Monorail»-Einrichtung eingezogen werden, so dass sich hierdurch keine Verzögerung des Gleitschalvorganges ergab.

Ingenieur: Heintelmann & Co. AG, Brugg  
H. Trachsel AG, Olten  
W. Roshardt AG, Dietikon

### Zusammenspannen von Fertigteilen

Immer mehr wird die Vorspanntechnik auch für das Zusammenspannen von Fertigteilen verwendet. Es werden daher noch zwei Beispiele aus diesem Bereich kurz beschrieben.

### Hochhauskerne im Einkaufszentrum Wallisellen

Für die Errichtung des 1000000 m<sup>3</sup> messenden Gebäudekomplexes des Einkaufszentrums Wallisellen stand nur eine ausserordentlich kurze Bauzeit zur Verfügung. Ursprünglich war eine Stahlkonstruktion vorgesehen. Genauere Abklärungen führten jedoch auf eine Lösung aus *vorfabrizierten Beton-elementen*. Auch die Gebäudekerne wurden – um Zeit zu sparen – vorfabriziert, und zur Erreichung der notwendigen Kippsicherheit mit vertikalen Spanngliedern auf die Fundamentplatte hinuntergespannt.

Der Kern des rund 75 m hohen, 17geschossigen Hochhauses besteht aus sieben teilweise durch vertikale Fugen getrennten Schächten (Bilder 19 und 20). Diese werden je aus 51 bis 57 aufeinandergeschichteten, kastenförmigen Fertigteilen mit den Aussenabmessungen 8 m × 3 m × 1,33 m und einer Wandstärke von 20 cm gebildet. Um die horizontalen Kräfte aus Wind- und Erdbebenlasten aufnehmen zu können, sind fünf Schächte vorgespannt. Je Schacht wurden zwei Spannglieder mit  $V = 145 \text{ t}$  in drei Teilstücken von rund 20 m Länge angeordnet und an das bereits verlegte und von oben her gespannte Teilstück angekoppelt. Die Unterteilung war notwendig, um bereits im Bauzustand eine genügende Stabilisierung zu erreichen. Nach der Montage wurden die Spannglieder ausinjiziert.

Ingenieur: R. Henauer, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich  
Architekt: Schwarzenbach und Maurer, Architekten SIA, Zürich

### Hallenbad in Adliswil

Beim neuen Hallenbad in Adliswil wurde nebst dem ganzen Gebäude auch das Schwimmbecken mit den Abmessungen von 25 m × 12,5 m × 2 m vollständig vorfabriziert (Bilder 21 und 22). Die Boden- und Wandelemente des Beckens wurden bereits im Vorfabrikationswerk mit Keramikplatten versehen. Auf der Baustelle wurden sie auf eine Gleitschicht aus Dachpappe und Kunststoff-Folien sehr genau verlegt und nach dem Verguss der Fugen mittels Spanngliedern aus Stäben vom Durchmesser 12 mm zusammengespannt. Dadurch sind die Wände horizontal und die Bodenplatte längs und quer vorgespannt. Das Verfahren hat u. a. den Vorteil, dass die Schwindverkürzungen bis zur Montage der Elemente schon weitgehend eingetreten sind und daher keine Probleme bezüglich der Dichtigkeit des Beckens auftreten.

Ingenieur: H.R. Fietz AG, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich  
Architekt: R. Santschi, dipl. Arch. ETH/SIA c/o Broggi + Santschi, Zürich

## Prestressed concrete in building construction

In the following article the usage of prestressing in building construction in Switzerland over the past few years is illustrated. Although due to the recession, there are very few striking new developments currently being introduced, several matters are worth mentioning.

Generally only *partial prestressing* is being used for building construction. Full prestressing is used only in exceptional cases. For partial prestressing of flexural members the design is initially carried out for the load case «dead load only». The member is designed so as to have between 10 and 20 kg/cm<sup>2</sup> maximum tensile stress for an uncracked cross-section. Conventional reinforcement is added for the load case «total load», i.e. «dead load and live load». The check for allowable stresses for this load case, in principle a check of the crack width present, is made on a cracked cross-section based upon the principles of reinforced concrete design (design for bending and axial force = prestress force). In addition to this – as for full prestress – a check on the ultimate strength of the section is to be carried out.

### Prestressed flat slabs with and without bond

Prestressing has found itself a firm place in flat slab construction. Prestressed flat slabs are particularly economical for spans between around 6 and 12 m. Also only small slab deflections occur for concrete of low strength under dead load only. Thus only a short time is required before formwork can be removed.

Three different prestress steel arrangements can be distinguished (Fig. 1):

- Distributed cables in both directions in middle and column strips,
- Distributed cables in one direction, in the other direction cables concentrated in the column strip,
- Cables in both directions concentrated in the column strips (column strip prestressing).

In Switzerland the most commonly used arrangement is the *column strip prestressing c)*. With this method the transverse components of the cable forces are only acting upwards. The downward acting transverse components are directly taken by the columns. Therefore of the three arrangements mentioned the column strip prestressing produces the smallest punching shear stresses. Square slab bays must be thus reinforced similarly to a slab continuous and supported on all sides in order to obtain the optimal effect from the prestress compression force.

### Administration building of Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel

The administration building of Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel, (Figs. 2 and 3) has a ground plan area of 132 × 59 m and in the basement floors, a column grid of 8.1 × 8.1 m. The four office floors above have a dead load of 200 kg/m<sup>2</sup> and a live load of 500 kg/m<sup>2</sup>. For these floors only half the number of columns needed in the basement are required. The diagonal prestressing arrangement produces a span of 11.45 m. The slab thickness is 38 cm. The four cables in each column strip were stressed to 60% four days after concreting. This was the minimum time before formwork could be removed. The total prestress force  $V = 145$  t was achieved after twelve days. This made possible a rapid rate of progress and also minimised formwork material. Within six months 24800 m<sup>2</sup> area of slab had been poured. At the construction joints the cables were fitted with movable anchors and rigid coupling devices. This allowed the prestressing of the slab segments with relatively small friction losses and also guaranteed continuity of the prestressing. The prestress steel quantity was 6.5 kg/m<sup>2</sup> of slab and the reinforcement quantity 30 kg/m<sup>2</sup>. The columns were solid steel with a diameter of 25 cm (top floors) and 35 cm (bottom floors). A steel bearing plate 70 × 70 cm was used at the column head.

### Underground garage of the Canton Hospital, Basel

Column strip prestressing was used also for the flat slabs, measuring approximately 150 × 50 m, of the underground garage of

the Canton Hospital at Basel (Figs. 4, 5, 6). The intermediate slabs were 30 cm thick for a column grid of 7.50 × 8.50 m. The top slab was 1 m thick. The underground shelter is to serve as a civilian shelter in times of war and is built for an external pressure of 3 atm. Therefore the top slab had to be designed for the unusually high total load of 35 t/m<sup>2</sup>. In each column strip four cables were placed each with  $V = 117$  t. The slab was poured in four segments, each 27.5 × 47 m. The two cables visible in the foreground of figure 5 serve to compress the construction joints between the slab segments. The prestress steel quantity for this slab comes to 13.5 kg/m<sup>2</sup>, the quantity of reinforcement to 70 kg/m<sup>2</sup>. The slab is supported on a steel bearing plate with a diameter of 100 cm at the column head.

An original construction method was developed for the construction of this underground garage. The garage was not, as is usually the case, constructed in an open cut excavation from bottom to top, but with a so-called «*sinking slab procedure*» from the top to the bottom. The slabs were poured and then prestressed one on top of the other at ground level and also at the top level of the already placed 15 m long columns. After this stage was completed the excavation beneath the slabs was begun and the single slabs successively sunk with 24 prestress jacks.

### Educational Centre Zofingen

Recently in Switzerland *small prestress steel members without bond* have been used to prestress flat slabs. The following advantages over conventional cables can be listed:

- larger eccentricity of the prestress steel because the sheath diameter is only 18 mm particularly relevant for thin slabs,
- faster building progress through simple laying of the lighter prestress steel and the use of small hand jacks for prestressing,
- able to prestress to 100% in a shorter time as there are smaller anchorage bearing stresses on the concrete,
- no grout injection.

At the Educational Centre Zofingen the flat slabs (Figs. 7, 8) had to be designed for a dead load of 130 kg/m<sup>2</sup> and a live load of 300 kg/m<sup>2</sup>. The slab thickness was 28 cm for a column grid of 10 × 7.5 m. In each column strip up to 18 0.6" single strands (without bond) with  $V = 18$  t were placed. The quantity of prestress steel came to 4.5 kg/m<sup>2</sup> and the reinforcement quantity was 15.6 kg/m<sup>2</sup>. The concrete columns with diameter = 50 cm could be constructed without a local strengthening at their heads.

### Transfer girder constructions

Again and again prestressed concrete has proved to be an excellent method for the solution of unusual constructional problems. This is especially true with regards to transfer girder constructions.

### School building with indoor swimming pool, Aadorf

The school building for senior classes in Aadorf has a circular ground plan with a diameter of about 39 m (Figs. 9, 10). The two top floors are used for teaching purposes. Below these floors is an indoor pool. No internal columns were possible in the pool area. The top floor load bearing walls, formed in a star shaped pattern, were thus designed to form a very stiff supporting structure. From these walls the slab over the pool, measuring 1100 m<sup>2</sup>, is supported. Eight prestressed concrete hanging columns are situated at the intermediate floor, providing the architect with a large amount of freedom for the arrangement of the community areas, like the library, handwork areas, special rooms etc. accommodated on this floor.

In the load bearing walls four prestressed cables with  $V = 220$  t were arranged and taken through the floor slab around the rectangular opening for the stairway. So that the anchorages could

be accommodated at the edge of the roof slab, local strengthening in the slab had to be made. The hanging columns were each prestressed with one cable,  $V = 145$  t.

#### Administration building Giesshübel for the Swiss Credit Union

In the administration building Giesshübel for the Swiss Credit Union in Zurich a  $25 \times 25$  m  $\times$  74 cm thick prestressed waffle slab was constructed (Figs. 11 and 12). The slab was designed for a live load of 500 kg/m<sup>2</sup> and in addition for three suspended point loads of 183 t, 125 t and 72 t. The slab is supported on single columns at the third points along the edges and is continuous at two adjacent edges. The prestress steel in the centre ribs is 8 or 9 cables with  $V = 190$  t. The quantity of prestress steel is thus high, amounting to 12.8 kg/m<sup>2</sup> of slab. The reinforcement quantity is 61 kg/m<sup>2</sup>.

#### Hall constructions

##### St. Jakob Sport Hall, Basel

The suspended shell of St. Jakob Sport Hall has a span of 90 m, a vertical sag of 6 m and a thickness of only 7.5 cm (Figs. 13 and 14). It is constructed out of lightweight concrete with a specific weight of 1.7 t to 1.75 t/m<sup>3</sup>. The self weight of the roof including water-proofing, 3 cm cork and a sheet of fibre glass paper, came to only 150 kg/m<sup>2</sup>. The main steel consisted of 0.5" single strands with sheaths which were prestressed and injected with grout. These had a spacing of 30 cm and were situated between two special reinforcement meshes, each with a weight of 6.3 kg/m<sup>2</sup>. The shell was built on a sideways shifting scaffold in strips of 10 m width. These strips were prestressed after three days to take their self weight loading. The final prestressing was carried out only after all the strips had been concreted. The inclined columns for taking up the support reactions of the suspended shell were prestressed for dead load in such a way as to obtain load balancing. This meant that the only bending moments and shear forces resulting came from the live load and, in particular, from the snow and wind loads.

##### Rapid goods hall of the Swiss National Railway, Zurich-Altstetten

The rapid goods hall of the Swiss National Railway, Zurich-Altstetten (Figs. 15, 16 and 17) has a construction consisting of large continuous frames with a main span of 60 m and, transverse to the frames, 23 m long  $\times$  3 m wide hyperboloid (HP) shells. Between every two HP shells are skylights. The in-situ concrete frames consist of a hollow box cross-section with a width of 2.2 m, a depth of 2.5 to 3.3 m, web thickness of 20 cm, bottom flange thickness of 20 cm and top flange thickness of 40 cm. Along the bottom edge are continuous support nibs for the HP shells and also for the rainwater drainage pipes. The relatively deep and torsionally very rigid main beams are partially prestressed with four cables,  $V = 240$  t and six cables with  $V = 185$  t, i.e. with a total prestress force  $V_{tot} = 2070$  t. The 3 m wide and 7 cm thick HP shells are pretensioned with 16 directly bonded wires of 7 mm diameter. The support brackets for the HP shells were prefabricated and fixed to the nibs of the main beams. The finished hall presented a most impressive internal view.

#### Large containing structures

##### Clinker silos of the cement factory at Rekingen

Large containing structures are often prestressed with a winding procedure for the prestressing cable. The protection against corrosion of the prestressing steel is usually achieved with a layer of shotcrete. The procedure is relatively straight forward with liquid containing structures. These can be filled and will expand to a maximum before the shotcreting. However if the shotcrete is not placed when the maximum internal pressure is present, there exists the danger that the shotcrete layer will crack later because of additional deformations. Then protection against corrosion cannot be guaranteed.

For clinker silos the largest internal pressure together with the largest deformations occur during the emptying of the silo. The filled condition is therefore not particularly favourable for the winding procedure of the prestressing cable. At the cement factory

Rekingen a conventional prestressing system was chosen for the two clinker silos using single cables (Fig. 18). This system has the advantage that the openings in the silo can be passed around and a normal corrosion protection achieved through the injection of mortar.

The 64 m high containers have an internal diameter of 34 m and a wall thickness of 38 cm. They are prestressed with 57 m long cables with  $V = 141$  t (12  $\varnothing$  12.5 mm) running around half the perimeter. The vertical spacing of the cables, suited to the magnitude of the internal pressure increases from 28 cm at the bottom to 64 cm at the top. Mesh reinforcement is provided to the external and internal faces for shrinkage, temperature, wind and earthquake effects. Also the flexural edge disturbances are taken care of with jointless transition to simple strip footings with normal reinforcement. The average quantity per m<sup>2</sup> of the container wall is 25 kg prestress steel and 45 kg reinforcement including cable sheath and local anchorage reinforcement.

The silos were constructed with a slip-form procedure, giving a daily production of 4,5 to 5 m of container wall. The prestressing cables could be layed rationally and very rapidly by means of a «monorail» construction so that no delays in the slip-form procedure occurred.

#### Connection of precast segments through prestressing

Prestress techniques are being used more and more for the connecting of precast segments. Two examples are described in this report.

##### Multi-storey building core in the shopping centre Wallisellen

For the construction of the building complex for the Shopping Centre Wallisellen, measuring 1000000 m<sup>3</sup>, only an extremely short construction time was available. At first a steel structure was considered. However exacter studies pointed to a solution using *prefabricated concrete elements*. The building core was also prefabricated to save time and, to provide the necessary stability, was prestressed with vertical cables going down into the foundation slab.

The core of the approximately 75 m high 17 floor multi-storey building consisted of seven shafts partially separated by vertical joints (Figs. 19 and 20). Each shaft was formed from 51 to 57 hollow box prefabricated elements stacked on top of each other. Each element had the dimensions of 8  $\times$  3  $\times$  1.33 m with a wall thickness of 20 cm. Five shafts were prestressed to take up the horizontal forces coming from wind and earthquake loading. In each of these shafts two cables with  $V = 145$  t were placed in three parts of about 20 m length and coupled to the already placed and from above prestressed segment below. The separation of the cable into parts was necessary in order to provide a sufficient stability during construction. After the assembly the cables were injected with grout.

##### Indoor swimming pool in Adliswil

As well as the new swimming pool building at Adliswil, the actual pool was totally prefabricated (dimensions: 25 m  $\times$  12.5 m  $\times$  2.0 m, see Figs. 21 and 22). The floor and wall elements of the pool were already clad with tiles in the prefabricating plant. These were placed exactly upon a separating surface made from building paper and plastic sheeting which allowed movement of the precast elements. They were then prestressed together with prestress bars of 12 mm diameter. The walls were thus horizontally prestressed and the floor slab prestressed longitudinally and transversely. This method has an extra advantage in that the shrinkage of the elements has already occurred to a large degree before the actual assembly of the elements. Thus any problems concerning the watertightness of the pool are avoided.

Adresse des Verfassers: Dr. H. Bachmann, Professor für Baustatik und Konstruktion, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

# Ouvrages remarquables autres que ponts et bâtiments

par Jean-Pierre Delisle, Lausanne

La précontrainte est un principe de construction qui trouve d'intéressantes applications en dehors du domaine des ponts et des bâtiments. Nous allons brièvement décrire quelques

applications faites en Suisse entre les années 1974 et 1978 et qui peuvent être qualifiées de remarquables par leur originalité ou par la puissance des forces de précontrainte mises en jeu.

La première application concerne la *restauration* et la *consolidation* de l'église des Jésuites de Lucerne. Les deux applications suivantes se rapportent à des travaux *hydrauliques*: galerie sous-pression de l'aménagement pompage-turbinage de Grimsel-Oberaar et prise d'eau du Fieschertal. Les dernières ont trait à des travaux de *fondation* ou d'*excavation*: paroi moulée dans le sol, Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich, tirants précontraints, Taillepied 8, Lutry, et stabilisation des talus amont du tronçon Alpnachstad-Delli de la RN 8.

## Consolidation de l'église des Jésuites de Lucerne

Les tours de l'église des Jésuites de Lucerne (fig. 1) ont été construites en 1893, 230 ans après la construction de l'église proprement dite, sans que les fondations existant alors aient été renforcées. Le sol est constitué sur une profondeur de 20 mètres par des dépôts lacustres limoneux et argileux. Des tassements différentiels de 20 à 30 cm entre le chœur de l'église et les tours sont apparus. En 1966, les tours présentaient un *faux aplomb de 124 mm* et des *fissures s'étaient développées transversalement dans la voûte de l'église*. Des mesures de longue durée montrèrent que l'église continuait à s'allonger au sommet de la voûte à raison de 1,5 mm par année.

Pour arrêter le processus qui risquait d'entraîner la dégradation complète de l'édifice, l'ingénieur chargé de l'étude de la consolidation de l'église a eu recours à la technique de la précontrainte. La figure 2 montre schématiquement le principe de la consolidation. L'abside, avec ses murs massifs de 2 mètres, forme un « bloc d'ancrage » sur lequel s'appuient les trois niveaux de câbles A, B et C exerçant des forces horizontales de 70 tonnes et 50 tonnes destinées à lier les tours avec le reste de l'édifice et à modifier la répartition des pressions exercées par les tours sur le sol de fondation. Les câbles D, E et F ont pour fonction d'assurer le monolitisme des deux tours et de la façade frontale de l'édifice.

Les figures 3a et 3b montrent comment ont été disposés les câbles A, B et C. Le câble A a été placé dans le plancher d'une galerie latérale qui a été reconstruit en béton armé et qui joue dorénavant le rôle de raidissement et de contreventement des parois longitudinales de la nef. A l'emplacement de la tour, le câble A a été subdivisé en deux câbles de 35 tonnes pour ne pas obstruer un passage. Le câble C, qui est placé dans la nef au-dessus des murs, est prolongé dans l'abside par un câble disposé 1,80 mètre plus bas, de façon à ce qu'il prenne appui sur une masse suffisante de parois de l'abside. Autour de l'abside, les câbles sont situés dans des saignées taillées dans les murs de 2 mètres d'épaisseur.

Les câbles ont d'abord été mis en tension jusqu'à 30% de leur force nominale. Cette opération délicate a été suivie par de nombreux observateurs placés aux points critiques et chargés d'annoncer par radio toutes les observations faites. Une diminution de l'ouverture des fissures a été mesurée. Après la mise en tension et une période suffisante pour que les effets du fluage s'atténuent, le raccourcissement de la nef a été de 12 mm. Les derniers 70% de l'effort de précontrainte ont été appliqués 3 mois plus tard après que les fissures transversales de la voûte ont été obturées avec un mortier de remplissage très pastique composé de sable, de ciment et de chaux.



Fig. 1. Vue de l'église. L'échafaudage de la tour sert à la préparation des niches et à la mise en tension des câbles  
View of the church. The scaffolding is used to prepare the niches and to stress the cables

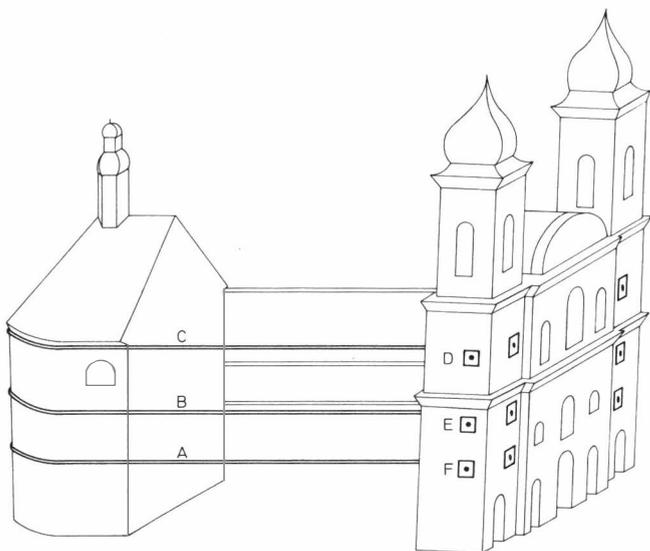


Fig. 2. Principe de la consolidation par câbles de précontrainte liant l'abside stable avec les tours qui s'inclinent  
Consolidation principle using prestressed cables to join the stable apse to the inclining towers

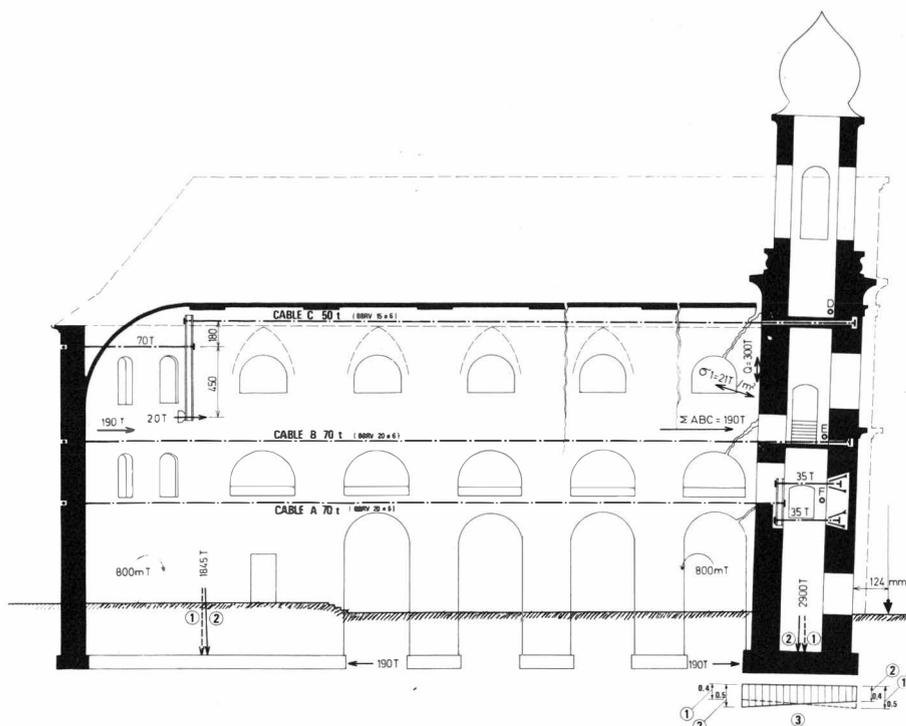


Fig. 3a. Coupe longitudinale schématique. Les efforts indiqués se rapportent à un demi-édifice. (L'inclinaison de la tour et les fissures ont été exagérées.) 1 avant précontrainte, 2 après précontrainte, 3 pression sur le col  
Schematic longitudinal section. The forces indicated refer to a half-building. (The inclination of the tower and the cracks have been exaggerated.) 1 before prestressing, 2 after prestressing, 3 pressure on ground

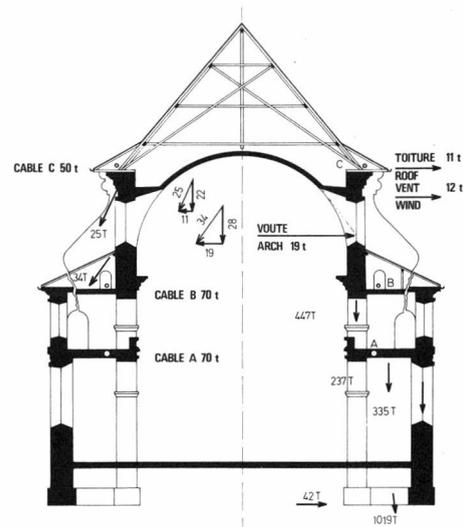


Fig. 3b. Coupe transversale de la nef  
Cross-section of the aisle

Maitre de l'ouvrage: Kantonales Hochbauamt, Luzern  
Owner  
Architecte: M. Räber, Luzern  
Architect  
Ingénieur: Schubiger AG, Luzern  
Engineer  
Entrepreneurs: Stahlton AG, Zürich  
Contractors: Stump Bohr AG, Zürich  
Suter & Cie, Luzern

### Galeries sous pression de l'aménagement de pompage-turbinage Oberaar-Grimsel

Dans le cadre de l'aménagement de pompage-turbinage de l'Oberaar-Grimsel, trois tronçons de galerie sous-pression devaient être blindés, les deux premiers, soumis à une pression intérieure de 7,5 bars, à cause de l'absence d'une couverture de rocher suffisante (tronçons A de la fig. 4a «Druckstollen Aare»), le troisième, soumis à une pression intérieure de 15 bars, à cause de la proximité immédiate d'une galerie d'accès et d'une galerie pour câbles (tronçon B de la fig. 4a «Unterwasserstollen Grimsel»).

Une solution en béton précontraint par câbles tendus depuis l'intérieur des galeries a été préférée à un blindage en tôle d'acier, car elle était environ 10% meilleur marché, tout en présentant les avantages techniques suivants par rapport au blindage:

- absence de danger de flambage du blindage lorsque les galeries ne sont pas sous pression;
- travaux d'entretien fortement réduits par suite de l'absence de mesures de protection à prendre contre la corrosion;
- section réduite de la fenêtre d'accès.

Les sections type des tronçons A et B sont représentées aux figures 4b et 4c. Le revêtement en béton est précontraint par des câbles décrivant un cercle entier et mis en tension depuis l'intérieur de la galerie à l'aide d'ancrages intermédiaires

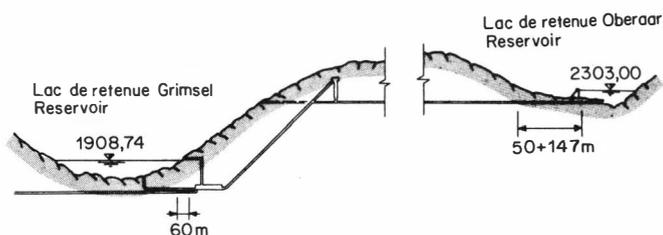
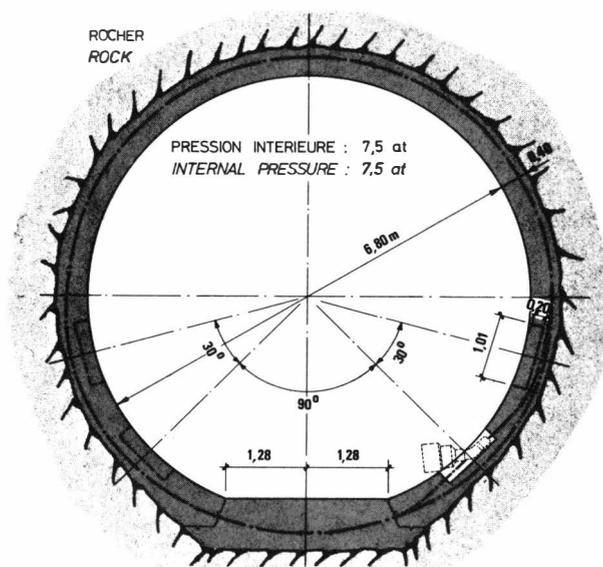


Fig. 4a. Profil en long partiel de l'aménagement  
Partial longitudinal profile of the scheme  
Tronçon B (Section B) «Unterwasserstollen Grimsel»  
Tronçons A (Sections A) «Druckstollen Oberaar»



CABLES VSL ZU 6-6 (6 TORONS 0,6") DE 110 TONNES  
GRAISSES DANS GAINÉ EN POLYETHYLENE  
CABLES VSL ZU 6-6 (6 0,6" STRANDS) 110 TONNES  
GREASED IN POLYETHYLENE SHEATH

Fig. 4b. Section type tronçons A  
Typical cross-section A

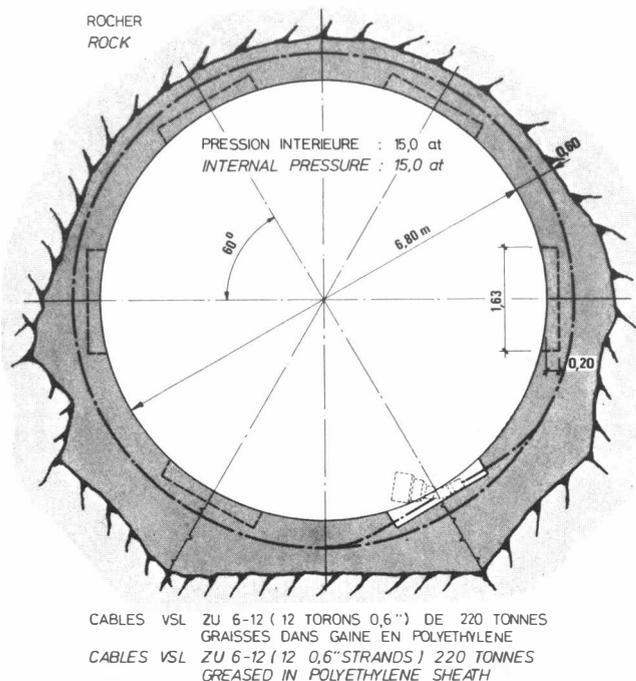


Fig. 4c. Section type tronçon B  
Typical cross-section B

disposés dans des niches de 20 cm de profondeur. La section de la galerie reste libre et le profil hydraulique n'est pas perturbé.

Dans le cas des tronçons A, les câbles sont disposés tous les 24 cm et sont du type VSL ZU 6-6 de 110 tonnes, soit 6 torons de 0,6", graissés et placés chacun dans une gaine en polyéthylène. Dans le tronçon B, les câbles sont disposés tous les 20 cm et sont du type VSL ZU 6-12 de 220 tonnes, 12 torons de 0,6" graissés et placés chacun dans une gaine en polyéthylène. Pour compenser les moments parasites produits par le câblage légèrement excentrique dans le domaine des niches et pour ne pas trop affaiblir localement la section, les niches sont décalées. Pour les tronçons A, quatre positions de niches dans la moitié inférieure de la galerie sont suffisantes, alors que pour la tronçon B, il a fallu utiliser six positions de niches réparties

sur l'ensemble de la section. Les figures 5 à 7 montrent diverses phases d'exécution des travaux.

Maître de l'ouvrage: Kraftwerke Oberhasli AG,  
Owner Innertkirchen

Ingénieur: Ingenieurunternehmung AG, Bern  
Engineer

Entreprises: Tronçon A: ARGE Kessiturm –  
Contractors Section A

Grimsel  
(Losinger AG, Prader AG,  
Locher AG, Murer AG,  
Reifler + Guggisberg AG)

Tronçon B: ARGE Zentrale Grimsel  
Section B  
(Schmalz AG, Frutiger  
Söhne AG, Stamm AG,  
Sulzer AG, Maurer AG)

### Prise d'eau du Fieschertal

Dans le cadre de l'aménagement hydro-électrique du Fieschertal, il a fallu construire une prise d'eau encaissée entre deux parois de rocher à une altitude de 1640 m environ à proximité du glacier de Fiesch.

Comme le sol sur lequel repose le barrage de prise d'eau est instable parce qu'il contient des lentilles de glace (fig. 8a), il a été prévu de faire travailler l'ouvrage comme une poutre simple reposant à ses deux extrémités sur des assises taillées dans la roche et dont l'appui de la rive gauche est ancré dans le rocher au moyen de 10 tirants BBRV de 247 tonnes (54  $\varnothing$  7) d'une longueur moyenne de 26 m. Pour pouvoir se supporter lui-même ainsi qu'un certain poids de glace en cas de ravinement du glacier, l'ouvrage a été précontraint au moyen de 113 câbles BBRV de 240 tonnes (52  $\varnothing$  7) de 33 m de longueur environ (fig. 8 à 10).

Maître de l'ouvrage: Gommerkraftwerke AG  
Owner

Ingénieurs: Indicosa SA, Neuchâtel  
Engineers Forces Motrices Neuchâteloises SA

Entrepreneurs: Imboden-Walpen, Viège  
Contractors Stahlton SA, Lausanne  
SIF Groutbor, Lausanne

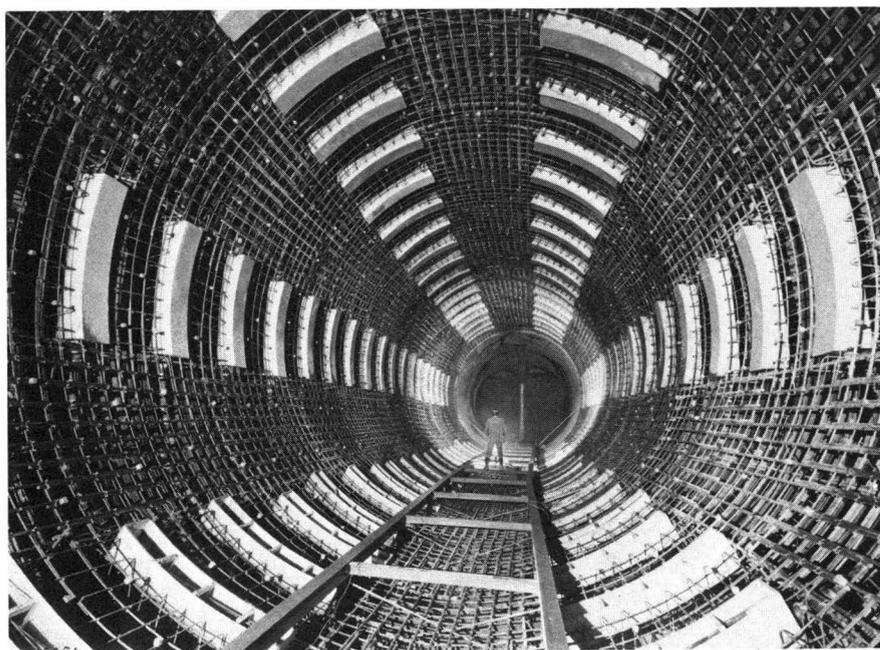


Fig. 5. Tronçon B après pose des armatures précontraintes et non précontraintes  
Section B after the placing of the prestressed and conventional reinforcement



Fig. 6. Tronçon A après bétonnage  
Section A after concreting



Fig. 7. Mise en tension des câbles  
Stressing of the cables

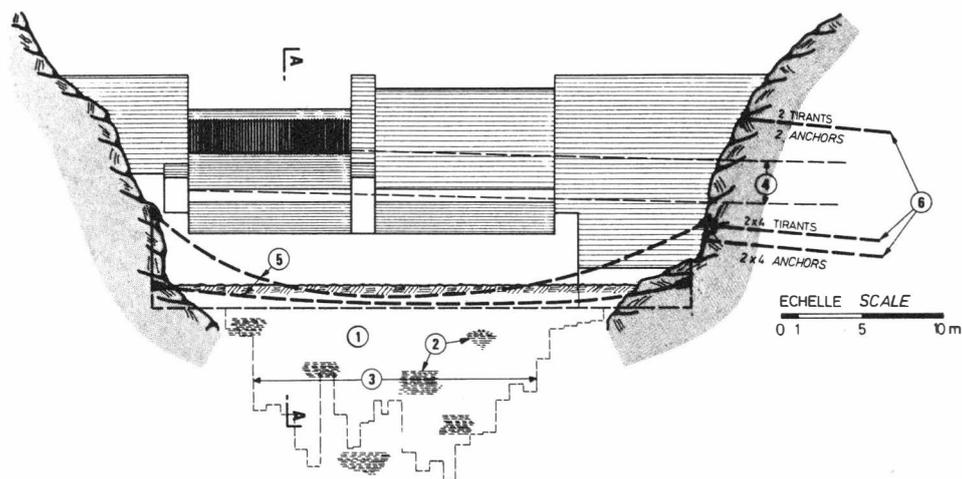


Fig. 8a. Elevation. 1 Moraine glaciaire avec gros blocs isolés et couches de glace. 2 Lentilles de glace. 3 Rideau de palplanche. 4 Prise d'eau. 5 113 câbles de précontrainte BBRV de 240 tonnes (52 $\phi$ 7). 6 10 tirants précontraints en roches BBRV de 247 tonnes (54 $\phi$ 7). 7 Trous de dissipation sous-pressions  
Elevation. 1 Till with some boulders and ice layers. 2 Ice lenses. 3 Sheet pile cut-off. 4 Water intake. 5 113 BBRV 240 tonnes (52 $\phi$ 7) prestressing cables. 6 10 BBRV 247 tonnes (54 $\phi$ 7) prestressing rock anchors. 7 Pressure reliefholes

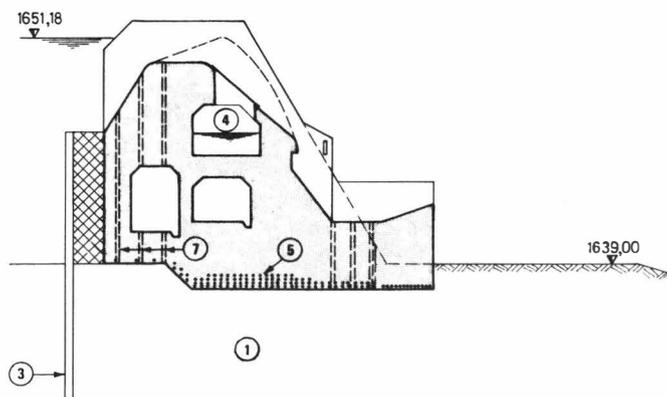


Bild 8b. Section A-A  
Section A-A



Fig. 9. Vue de l'ouvrage terminé  
View of the completed structure

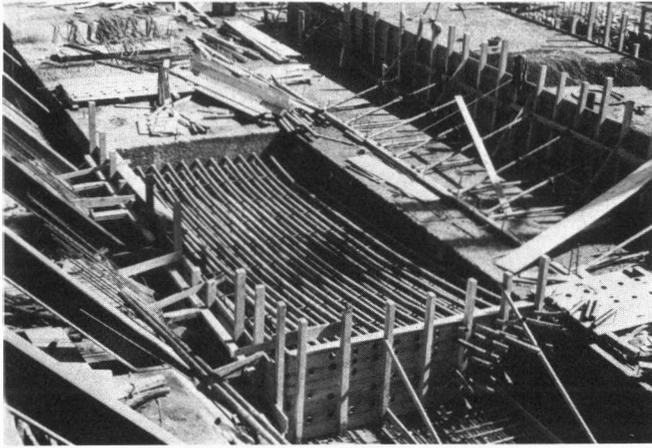


Fig. 10. Ouvrage en cours de construction  
Structure during building

### Paroi moulée dans le sol précontrainte Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich

La protection de fouilles par parois moulées dans le sol et ancrées au moyen de tirants précontraints est un procédé de construction permettant une excavation aisée en absence de tout étayage interne. Pour la réalisation des fouilles d'un bâtiment à quatre sous-sols dans une zone à forte circulation à proximité de la gare de chemin de fer de Enge à Zurich (fig. 11), l'ingénieur a utilisé une paroi moulée dans le sol précontrainte pour les raisons suivantes:

a) Il suffit d'utiliser une seule rangée de tirants précontraints disposés à la tête de la paroi, car la précontrainte permet de réaliser des «portées entre appuis» plus grandes.

Il en résulte que l'excavation peut avancer de façon continue sans interruption nécessitée par l'installation et la mise en tension de tirants de rangées intermédiaires. En outre, si de tels tirants avaient été nécessaires, ils auraient dû être installés à des niveaux inférieurs à celui de la nappe c'est-à-dire sous pression avec toutes les difficultés que cela comporte.

b) Les forces de précontrainte appliquent la paroi moulée contre le sol. Les mouvements du sol dans les zones voisines de l'excavation sont de ce fait réduits à un minimum.

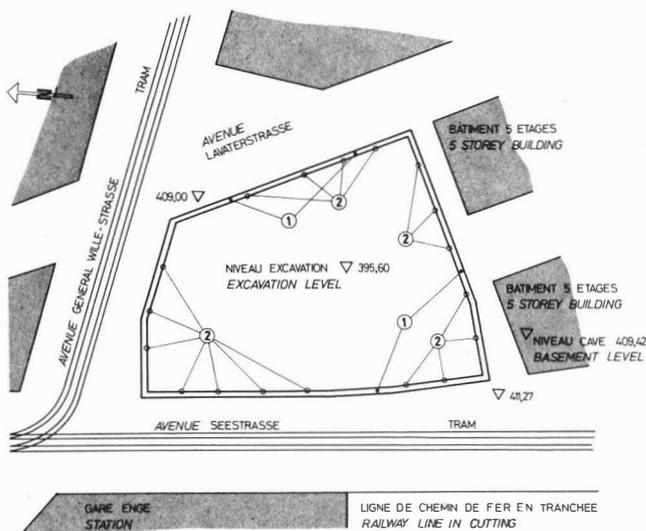


Fig. 11a. Plan de situation. 1 Deflectomètres et mesures des forces dans les tirants. 2 Repères de triangulation  
Site plan. 1 Slopeimeters and anchored forces monitored. 2 Precision theodolite survey points

c) Le poids réduit des cages d'armatures simplifie les opérations de levage et de mise en place des cages.

Les 4 à 5 mètres supérieurs de sol formés de couches molles diverses remaniées recouvrent des couches d'argile, sable et gravier silicieux. A partir du niveau prévu pour le radier de fondation et en dessous, ces couches sont compactes. Le niveau de la nappe phréatique se situe entre 2,50 et 3,50 mètres au-dessous du niveau naturel du sol.

La paroi moulée a 80 cm d'épaisseur. Sa longueur totale mesurée le long du périmètre de la construction est de 213 mètres. Elle est composée de 4 éléments d'angle et 61 éléments linéaires de 2,75 à 3,70 mètres de longueur et de 19,00 à 22,00 mètres de profondeur.

Tous les éléments, sauf ceux d'angle, sont précontraints verticalement au moyen de câbles de précontrainte BBRV d'une capacité de 240 et 250 tonnes par câble (valeur nominale correspondant à 70% de la force de rupture). Deux câbles ont été placés dans chaque élément en formant une paire de «U» (fig. 11b), ce qui donne en fait quatre câbles par élément avec quatre têtes d'ancrage mobile à la tête de la paroi.

Le profil du câble a été calculé de façon à contrebalancer les moments de flexion produits dans la paroi par la pression des terres, par l'eau et les surcharges. La position des câbles est fixée par des étriers support de câble horizontaux. En outre, tous les éléments sont encore armés avec des armatures conventionnelles.

La partie supérieure du béton coulé sous boue a été éliminée jusqu'à ce que la présence de béton sain ait été établie. Il a fallu en général éliminer une couche de 20 à 30 cm d'épaisseur de béton contaminé ou de mauvaise qualité. Une poutre de tête en béton armé conventionnel enrobant les têtes d'ancrage et liant les éléments de parois entre eux a ensuite été bétonnée.

La paroi est ancrée dans le sol au moyen de tirants précontraints type Stump Bohr Duplex placés à un niveau situé entre 2,50 et 4,00 mètres du sol naturel et mis en tension de façon à créer des efforts compris entre 50 et 70 tonnes par mètre courant de paroi. La longueur de ces tirants varie entre 20 et 30 mètres et ils sont inclinés vers le bas avec un angle compris entre 20° et 35° par rapport à l'horizontale. Ces tirants sont détendus et démontés à la fin des travaux.

Des tirants précontraints verticaux type Stump Bohr Duplex ont également été utilisés pour équilibrer les sous-pressions hydrostatiques dans les zones où le poids des constructions est insuffisant. Au total, 64 tirants ont été utilisés à cet effet.

Les cages d'armatures précontraintes et non précontraintes ont été assemblées pour les premiers éléments sur le chantier même. Pendant le stockage, la manutention des câbles et le montage des cages, de nombreuses gaines ont été endommagées et ont dû être réparées. Par la suite, il a semblé préférable de préfabriquer les cages en-dehors du chantier et de les transporter sur place au moment de leur utilisation. Toutes les cages ont été soigneusement inspectées par un représentant de la direction des travaux. Il n'y a eu aucun bouchon de boue ou béton dans les câbles.

La manque de rigidité des cages a posé quelques problèmes. Un poteau en bois de 25 cm de diamètre a été placé au milieu des cages pour leur conférer une certaine raideur. Après pose de la cage dans la tranchée, le poteau était retiré et remplacé par un tube de bétonnage. Le béton était dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CP, il avait un diamètre maximum des granulats de 20 mm et donnait une résistance à la compression sur cube de 30 N/mm<sup>2</sup> à 28 jours.

Des armatures en forme d'épingles ont été disposées tout autour des boucles des câbles au bas des cages pour reprendre

Fig. 11b (gauche). Elevation  
Elevation

Fig. 11c (droite). Coupe  
Section

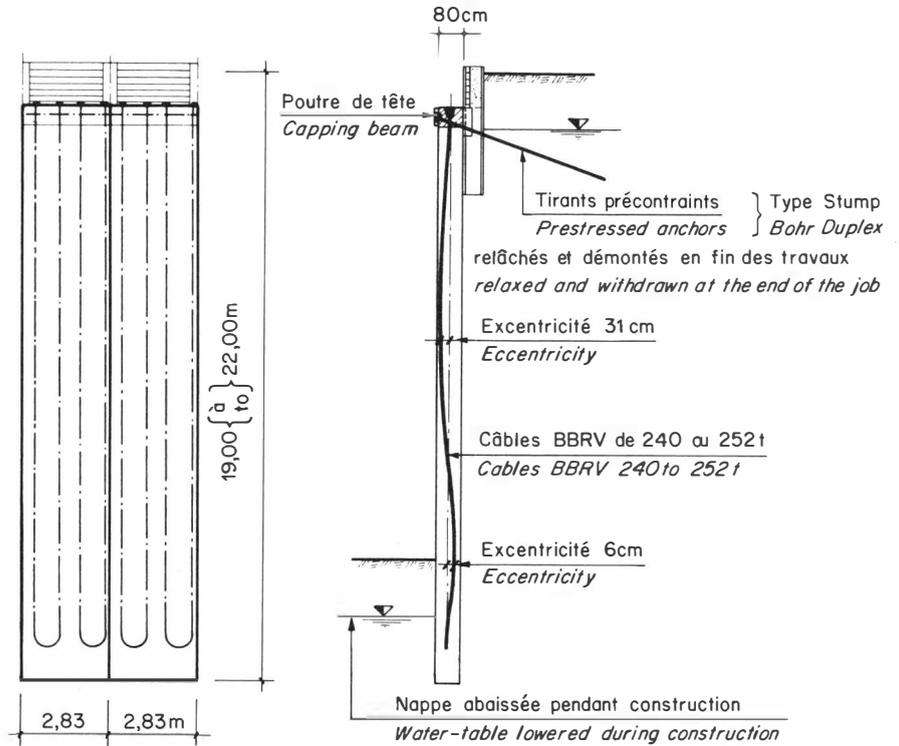


Fig. 12. Rentenanstalt Zürich. Mise en place d'une cage d'armatures complète avec câbles de précontrainte  
Reinforced cage complete with prestressing cables being lowered into position

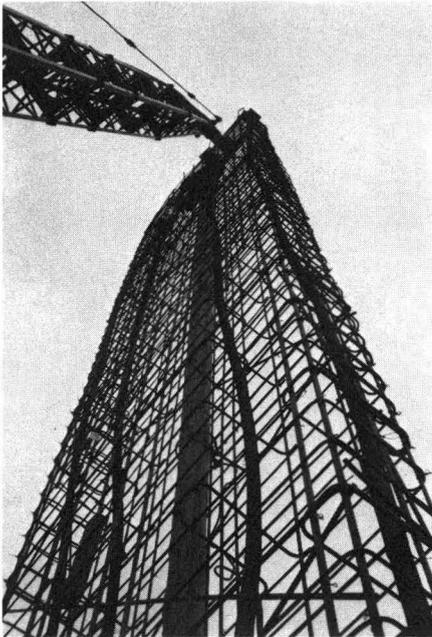
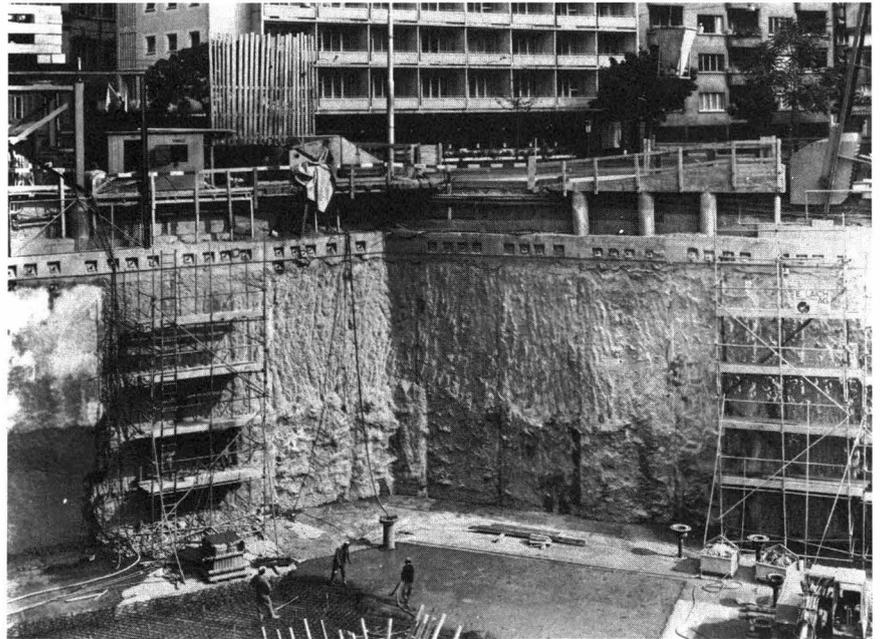


Fig. 13. Rentenanstalt Zürich. Vue partielle de l'excavation  
Partial view of the excavation



les efforts de déviation des câbles susceptibles de provoquer un fendage de la paroi. Aucune fissuration du béton, ni mouvements anormaux des câbles n'ont été observés lors de la mise en tension.

Pendant toute la durée du chantier, les mouvements des parois moulées ont été surveillés par triangulation et par mesures de déflexion en quatre points, avec contrôle des efforts dans deux tirants adjacents aux points de mesure des déflexions (voir fig. 11a).

Maître de l'ouvrage: Rentenanstalt, Zurich  
Owner

Ingénieur: Guzzi AG, Zurich  
Engineer

Entreprises: Walo Bertschinger, Zurich  
ICOS SA, Lugano  
Stahlton AG, Zurich  
Stump Bohr AG, Zurich  
Contractors

### Tirants précontraints, Taillepied 8, Lutry

Pour ramener la stabilité du versant à ce qu'elle était avant l'excavation d'une fouille pour la construction d'un bâtiment à l'aval de la ligne de chemin de fer du Simplon, il a fallu stabiliser le talus avec des tirants précontraints exerçant une force totale moyenne de 105 tonnes par mètre linéaire de talus (voir fig. 14).

Cet ouvrage présente un intérêt par la puissance des tirants mis en jeu. Il n'est, en effet, pas courant d'exécuter des tirants permanents en terrain meuble de 245 tonnes (valeur correspondant à 70% de la rupture).

Les tirants sont formés de 11 barres de  $\varnothing 12$  mm pour les tirants de 145 tonnes et de 20 barres de  $\varnothing 12$  pour les tirants de 245 tonnes; ils sont munis d'un tube à manchettes central permettant des injections répétées de la zone d'ancrage. Le diamètre des tirants de 145 tonnes est de 110 mm lors de la pose et ceux de 245 tonnes de 120 mm. Il a été nécessaire d'effectuer de trois à quatre injections pour parvenir à mobiliser les résis-

tances requises dans la zone de scellement. Un ciment spécial à haute résistance initiale a été utilisé pour ces injections en vue de raccourcir les délais d'attente entre les diverses injections et les étapes d'excavation.

Malgré les dimensions des plaques d'appui ( $2,50 \times 4,00$  m pour la première rangée de tirants et  $2,50 \times 2,80$  m pour la troisième, voir fig. 15), des tassements élevés se sont produits, de l'ordre de plusieurs centimètres, lors de la mise en tension. Il a fallu retendre les câbles à plusieurs reprises pour compenser les pertes causées par le tassement et le fluage du terrain sous les blocs d'appui des tirants.

Maître de l'ouvrage: SI Résidence, Taillepied  
Owner

Ingénieur: HB de Cérenville, Lausanne  
Engineer

Entrepreneurs: Caperonis SA et Luini SA  
Contractors  
Stump Sondages SA, Etagnières  
Stahlton SA, Lausanne

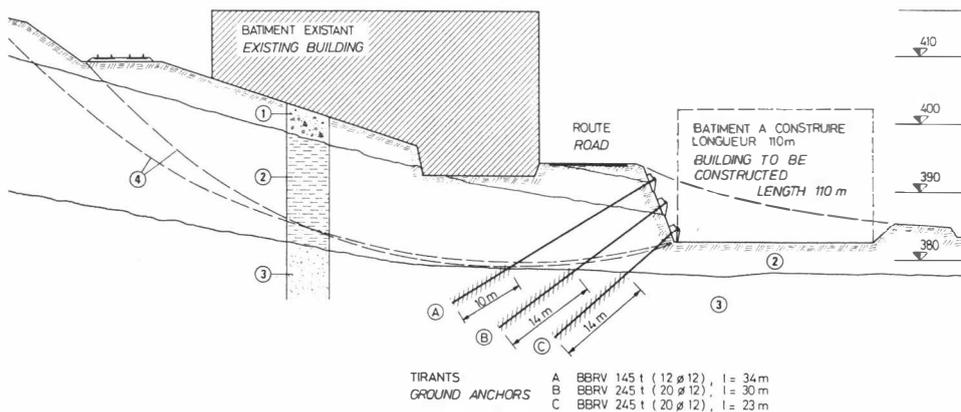
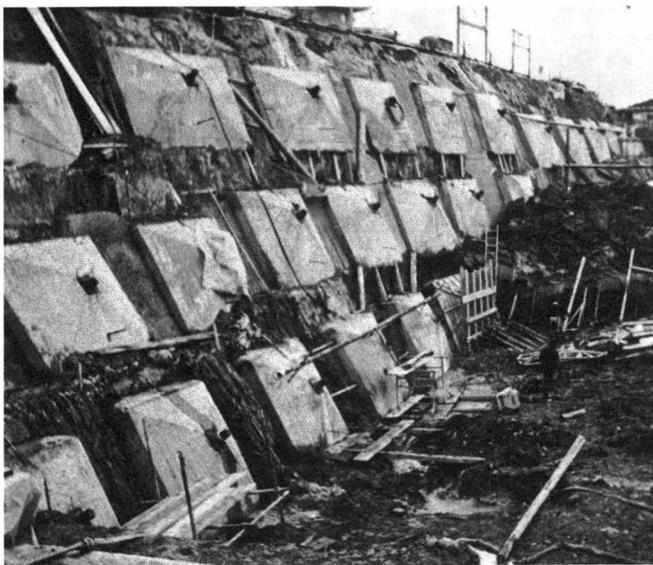


Fig. 14. Coupe schématique dans la zone la plus profonde. 1 Eluvions. 2 Ancien glissement; masse glissée composée de marnes et grès altérées avec paquets de moraine et nombreuses surfaces lustrées. Caractéristiques très variables de  $\psi_u = 4^\circ$ ,  $c_u = 0,050$  N/mm<sup>2</sup>,  $\psi_u = 16^\circ$ ,  $c_u = 0,016$  N/mm<sup>2</sup>, à  $\psi_u = 34^\circ$ ,  $c_u = 0,004$  N/mm<sup>2</sup>. 3 Sables lacustres compacts. 4 Surfaces de glissement théoriques les plus dangereuses

Simplified section in the area of deepest excavation. 1 Eluvium. 2 Old landslide consisting of a mixture of marl and weathered sandstones with some moraine and many lusterous surfaces. Variable characteristics from  $\psi_u = 4^\circ$ ,  $c_u = 0,050$  N/mm<sup>2</sup>,  $\psi_u = 16^\circ$ ,  $c_u = 0,016$  N/mm<sup>2</sup> to  $\psi_u = 34^\circ$ ,  $c_u = 0,004$  N/mm<sup>2</sup>. 3 Dense lake sands. 4 Theoretically most dangerous slide curves

Fig. 15. Vue du chantier  
View of the site



### Stabilisation des talus amont du tronçon Alpnachstad-Delli de la RN8

Sur le tronçon de la route nationale N8 situé entre Alpnachstad et Delli (Obwald) s'est posé le problème de la disposition de trois voies de communication parallèles le long du lac: la nouvelle autoroute, la ligne existante de chemin de fer CFF à voie unique du Brünig et l'ancienne route locale. Comme l'espace disponible entre le lac et le versant était par endroits insuffisant et la pente du versant trop rapide pour envisager un comblement du lac, il a été prévu d'entailler le versant amont. Des glissements de terrain s'étant déclenchés quelque temps après le début des travaux, il a fallu stabiliser le versant amont sur plusieurs tronçons.

Pour assurer la stabilité du talus amont incliné à  $60^\circ$ , on a utilisé un système de mur de soutènement discontinu formé d'éléments de plaque appliqués contre le terrain par des tirants précontraints ancrés en profondeur dans le rocher stable (voir fig. 16 et 17). Cette méthode était la plus favorable du point de vue économique et la plus satisfaisante du point de vue esthétique.

Les travaux de consolidation effectués dans les zones de glissement potentiel ont été effectués par étape de haut en bas

et en ne poursuivant les excavations que lorsque les tirants de la rangée d'éléments immédiatement supérieurs étaient tendus. Le déroulement des travaux était le suivant (fig. 18 et 19):

- Excavation à la main à l'emplacement de l'élément.
- Bétonnage sur place dans des coffrages verticaux des éléments de plaques en béton armé (de 5,00×5,00 m ou

5,00×6,50 m selon les lots) avec trompettes et niches pour les tirants.

- Basculement des éléments contre le talus.
- Remplissage de l'espace entre le sol et l'élément avec du béton caverneux filtrant, l'élément en béton armé jouant le rôle de coffrage.

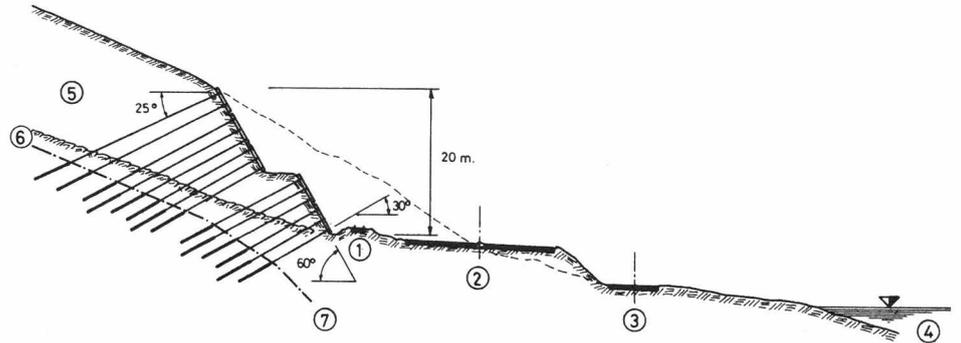


Fig. 16. Coupe schématique. 1 Voie de chemin de fer CFF. 2 Autoroute N 8. 3 Route locale. 4 Lac d'Alpnachstad. 5 Eboulis. 6 Rocher. 7 Limite fixée pour le début de la zone d'ancrage des tirants  
Schematic cross-section. 1 Railway line. 2 Highway N 8. 3 Local road. 4 Alpnachstad lake. 5 Detritus. 6 Rock. 7 Limit fixed for the beginning of the anchoring length of the anchors

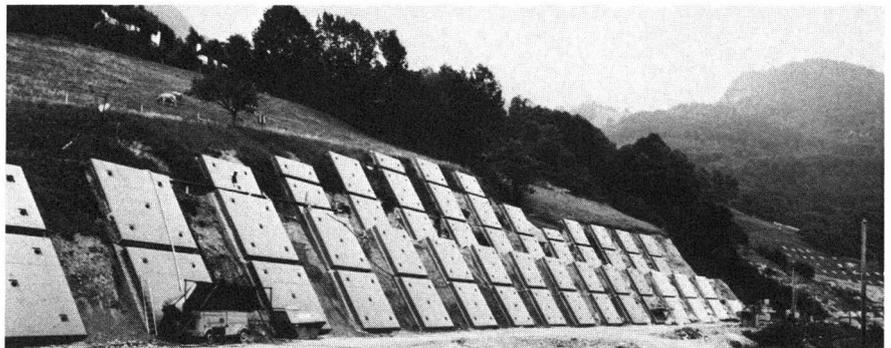
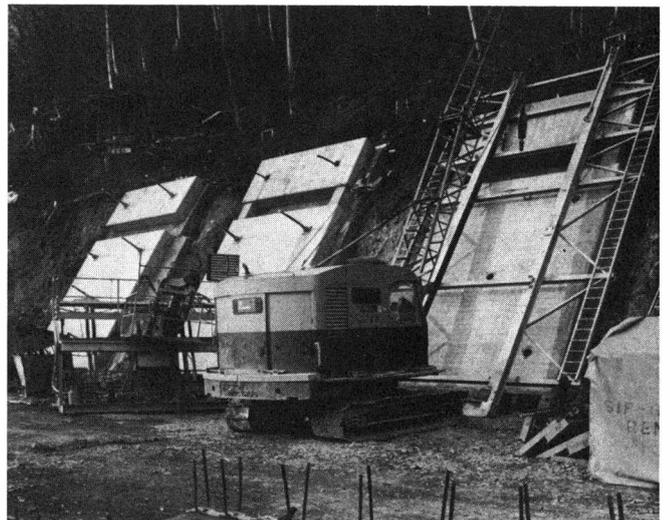


Fig. 17. Vue générale du Lot Bachmattli  
Detail of the Bachmattli lot

Fig. 18. Détail du Lot Bachmattli  
Detail of the Bachmattli lot



Fig. 19. Détail du Lot Delli  
Detail of the Deli lot



- Exécution du forage.
- Mise en place et scellement du tirant.
- Mise en tension du tirant.

Les tirants précontraints sont permanents et doivent pouvoir être contrôlés, retendus ou complètement relâchés en tout temps. En plus, ils doivent pouvoir s'adapter à des mouvements du terrain de quelques centimètres sans que la protection contre la corrosion des tirants soit endommagée. Les tirants BBRV type GK contrôlable de 145 tonnes utilisés au nombre de 308 pour le Lot Bachmattli et les tirants VSL type TMD 5–12 de 125, 90 et 72 tonnes utilisés au nombre de 151 pour le Lot Delli répondaient aux exigences imposées.

Maître de l'ouvrage: <i>Owner</i>	Baudepartement des Kantons Obwalden
Ingénieur: <i>Engineer</i>	Werffeli et Winkler, Sarnen
Entreprises: <i>Contractors</i>	Bürgi AG, Alpnach <i>Lot Bachmattli</i> Stahlton AG, Zürich Stump Bohr AG, Zürich <i>Lot Delli</i> Spannbeton AG, Lyssach SIF-Groutbor, Lausanne

## Outstanding structures other than bridges and buildings

Prestressing is a construction principle that finds interesting applications outside the field of bridges and buildings. We are going to rapidly describe some applications made in Switzerland between 1974 and 1978, applications that can be qualified as outstanding either by their originality or by the high level of the prestressing forces involved.

The first application concerns the *restoration and the consolidation* of the Jesuit church in Lucerne. The following two applications refer to *hydraulic constructions*: the pressure gallery of the Grimsel-Oberaar hydro-electric scheme and the Fieschertal water intake. The last ones are connected with *foundations and excavations*: the concrete in situ diaphragm wall, Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich, the prestressed anchors, Taillepie 8, Lutry and the embankment stabilization on the RN8 near Alpnachstad.

### Consolidation of the Jesuit Church in Lucerne

The towers of the Jesuit church in Lucerne (figure 1) were built in 1893, 230 years after the construction of the church itself, without the then existing foundations being strengthened. The subsoil consists, to a depth of 20 metres, of silt and clay lake deposits. Differential subsidences of 20 to 30 cm occurred between the choir of the church and the towers. In 1966 the towers were 124 mm out of plumb and transversal cracks had developed in the roof of the church. Long term measurements showed that the church was continuing to lengthen, at the top of the arch of the roof, by 1.5 mm a year.

To stop the process that was likely to lead to the complete destruction of the building, the engineer in charge of the consolidation of the church used the prestressing technique. Figure 2 shows schematically the consolidation principle. The apse, with its massive 2 metre walls, forms an "anchor block" for the three levels of cables A, B and C which exert horizontal forces, of 70 tonnes and 50 tonnes, designed to join the towers to the rest of the building and to modify the pressure distribution exerted by the towers on the foundations. Cables D, E and F hold the two towers and the front wall of the building together.

Figures 3a and 3b show the arrangement of the cables A, B and C. Cable A is placed in the floor of a lateral gallery which has been rebuilt in reinforced concrete and acts as stiffening and bracing for the longitudinal walls of the aisle. As cable A reaches the tower it is divided into two 35 tonne cables to avoid obstructing a passage. Cable C, situated in the aisle above the walls, is continued in the apse by a cable placed 1.8 metres lower so as to be able to bear against a sufficient mass of the apse wall. Around the apse the cables are placed in grooves cut in the 2 metre thick walls.

The cables were first stressed to 30% of their nominal force. This delicate operation was followed by numerous observers situated at the critical points and whose job it was to pass on all their observations by radio. A diminution of the opening of the cracks was measured. After the stressing and a sufficient lapse of time for the creep effects to diminish, the shortening of the aisle was of 12 mm. The final 70% of the prestressing force was applied 3 months later after the transversal cracks in the arch had been filled in with a very plastic mortar composed of sand, cement and lime.

### Pressure galleries of the Oberaar-Grimsel hydro-electric scheme

Three sections of the pressure gallery of the Oberaar-Grimsel hydro-electric scheme had to be armoured: the first two, under an inner pressure of 7.5 bars, due to an insufficient rock coverage (section A of figure 4a "Druckstollen Aare") and the third one, under an inner pressure of 15 bars, due to the close proximity of an access gallery and a cable gallery (section B of figure 4a "Unterwasserstollen Grimsel").

A solution in prestressed concrete with cables stressed from the inside of the gallery, was preferred to steel plating because, as well as being 10% cheaper, it presented, compared to steel plating, the following advantages:

- absence of the danger of buckling of the armour when the galleries are not under pressure;
- maintenance is greatly reduced as there is no need for a protection against corrosion;
- reduced section of the access gallery.

The typical cross-sections A and B are represented in figures 4b and 4c. The concrete lining is prestressed by cables describing a full circle and stressed from the inside by means of intermediate anchors placed in 20 cm deep niches. The section of the gallery is free and the hydraulic profile is undisturbed.

In the case of the A sections the cables are placed every 24 cm; they are 110 tonne VSL ZU 6-6 cables composed of six 0.6" strands, greased and each placed in a polyethylene sheath. To compensate for the secondary moments introduced by the slight eccentricity of the cables in the region of the niches, and to avoid over weakening the cross-section the niches are staggered. For the A sections four different positions for the niches in the lower half of the gallery are sufficient, whereas for section B six positions spread around the entire section were necessary. Figures 5 to 7 show different stages of construction.

### Fieschertal water intake

In the case of the Fieschertal hydro-electric scheme the water intake had to be built between two rock faces at an altitude of about 1640 m close to the Fiesch glacier.

As the subsoil on which the water intake dam rests is unstable due to the presence of ice lenses (fig. 8a), it was decided to design the structure as a simply-supported beam resting at both ends on supports cut out of the rock. The left bank end is anchored in the rock by means of 10 BBRV 247 tonnes (54  $\varnothing$  7) ties of an average length of 26 m. So as to be able to support itself as well as a certain weight of ice in case of a readvancing of the glacier, the structure has been prestressed by 113 BBRV 240 tonnes (52  $\varnothing$  7) cables of about 33 m long (fig. 8a–10).

### Prestressed concrete wall Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich

The protection of excavations by means of concrete diaphragm walls anchored by prestressed ties is a construction procedure that enables an easy excavation due to the absence of internal shoring. To carry out the foundations of a building, with four stories below ground level, in an area of heavy traffic near the Enge railway station in Zurich (fig. 11), the engineer used a prestressed diaphragm wall. In this case prestressing has the following advantages:

a) A single row of prestressed ties placed at the top of the wall is sufficient as prestressing enables larger "free" span. As a result, excavation can proceed continuously without interruption for the installation and stressing of intermediate rows of anchors. In addition if such anchors had been necessary they would have had to be installed at levels below that of the water-table, in other words under pressure, with all the difficulties that entails.

b) Prestressing forces the wall against the earth. As a result ground movement in the areas surrounding the excavation is reduced to a minimum.

c) The reduced weight of the reinforcement cages simplifies the lifting and placing operations.

The topmost 4 or 5 metres of subsoil are made up of various soft strata that cover layers of clay, sand and silty gravel. At and below the level of the planned raft foundations these layers are compact. The water-table level is between 2.50 and 3.50 metres below ground level.

The diaphragm wall is 80 cm thick. Its total length measured along the perimeter of the building is 213 metres. It is made up of 4 corner elements and 61 linear elements varying in width between 2.75 and 3.70 metres, and in depth between 19.00 and 22.00 metres.

All the elements except the corner ones are vertically prestressed using BBRV prestressing cables with a capacity of between 240 and 250 tonnes per cable (nominal value corresponding to 70% of the breaking stress). Two cables were used in each element to form a pair of "U" s (fig. 11b) resulting in 4 stressing locations at the top of each element.

The cable profile was calculated to counteract the bending moments produced in the wall by earth, water and surcharge pressures. The position of the cables is fixed by horizontal stirrup cable supports. In addition, all the elements are reinforced by conventional bar reinforcement.

The topmost part of the wall, concreted under mud, was removed until sound concrete was reached. A layer of 20 to 30 cm of contaminated or poor quality concrete usually had to be broken out. A capping beam of conventional reinforced concrete, covering the anchor heads and joining the wall elements together, was then concreted.

The wall is anchored in the ground by means of prestressed ties of the Stump Bohr Duplex type. These are placed at between 2.50 and 4.00 m below ground level and are stressed to provide forces of 50 to 70 tonnes per linear metre of wall. The length of the ground anchors varies between 20 and 30 metres and they are inclined at an angle of 20° to 35° to the horizontal. These anchors are relaxed and dismantled at the term of the construction.

Vertical permanent ground anchors, of the Stump Bohr Duplex type, were also used to resist hydrostatic uplift in those areas where there was insufficient weight of construction. A total of 64 such anchors were used.

The reinforcement cages, consisting of conventional and prestressed reinforcement, of the first elements, were assembled on site. During stocking and handling of the cables and assembly of the cages, numerous sheaths were damaged and had to be repaired. Subsequently it was found preferable to prefabricate the cages off the site and to fetch them as they were needed. All the cages were carefully inspected by a representative of the engineer. No mud or concrete blockage occurred in the cables.

The flexibility of the cages caused some problems. A 25 cm diameter wooden post was placed in the middle of the cages to give them a certain stiffness. After the cage had been placed in the trench, the post was removed to be replaced by a concreting tube. The concrete had a cement content of 350 kg PC/m<sup>3</sup>; the maximum aggregate size was 20 mm and the 28 day cube crushing strength was 30 N/mm<sup>2</sup>.

"U" shaped reinforcement rods were placed around the looped cables at the bottom of the cages to avoid a cracking of the wall due to the splitting forces introduced by the cables. No cracks in the concrete or abnormal movements of the cables were observed during stressing.

During the entire construction period, the movements of the walls were followed by theodolite surveys and deflection measures at four points. Anchor forces were also measured in the two ties adjacent to the points of deflection measurement (see figure 11a).

### Prestressed anchors, Taillepied 8, Lutry

To re-establish the slope stability after the excavation of the foundations of a building below the Simplon railway line, it was necessary to stabilize the slope by means of prestressed anchors exerting an average total force of 105 tonnes per linear metre of slope (see figure 14).

This construction is interesting due to the high level of the prestressing forces involved. It is indeed unusual to execute 245 tonnes (force corresponding to 70% of the rupture stress) permanent anchors in loose terrain.

The anchors consist of 11 ∅ 12 mm rods for the 145 tonnes anchors and 20 ∅ 12 mm rods for the 245 tonnes ones; they are equipped with a central tube à manchettes enabling repeated injections of the anchoring area. The diameters of the ties, at the time of placing, are 110 mm and 120 mm for the 145 tonnes and 245 tonnes anchors respectively. Three to four injections were necessary to attain the required resistance in the anchoring area. A special high initial strength cement was used for these injections so as to shorten the waiting periods between different injections and excavation stages.

Even with the dimensions of the anchor plates (2.50 × 4.00 m for the first row of anchors and 2.50 × 2.80 m for the third, see figure 15) settlement of a few centimetres occurred during stressing. The cables had to be restressed numerous times to compensate for the losses caused by settlement and creep of the terrain behind the anchor blocks.

### Stabilization of the hillside embankment of the Alpnachstad-Delli, section of the RN8

On the section of N8 national highway between Alpnachstad and Delli (Obwald), the disposition of three thoroughfares parallel to the lake side, caused a problem. These three were the new highway, the existing single-line Brünig CFF railway line, and the old local road. As the available space between the lake and the slope was insufficient at places, and as the gradient of the slope was too steep to think of filling in the lake, it was decided to cut into the hillside. Landslides occurred soon after the beginning of the work and various stretches of the hillside had to be stabilized.

To guarantee the stability of the slope, at an angle of 60°, a discontinuous wall system was used. The latter was made up of plate elements pressed against the terrain by means of prestressed ties anchored deep in the stable rock (see figure 16 and 17). This method was the most favourable from the economic point of view and was also the most satisfactory aesthetically.

Consolidation work in the zones of potential landslide was carried out in stages, from top to bottom. Excavation was continued only after the ties of the row of elements immediately above had been stressed. The work was carried out as follows (fig. 18 and 19):

- Hand excavation of the plate element areas.
- Site concreting, in vertical formwork, of the reinforced concrete plate elements (5.00 m × 5.00 m or 5.00 m × 6.50 m depending on the lots) with trumpets and niches for the ties.
- Tipping up of the elements against the bank.
- Filling up of the space between the ground and the element with a filtering no-fines concrete. The reinforced concrete element acts as a form.
- Execution of the boring.
- Placing and anchoring of the ties.
- Stressing of the ties.

The prestressed ties are permanent and must be so formed that they can be checked, restressed, completely relaxed, at all times. In addition, they must be able to adapt themselves to movements of the terrain of a few centimetres, without damaging the corrosion protection of the ties. On the Bachmattli lot, 208 BBRV 145 tonnes ties of the verifiable GK type were used, whereas the Delli lot needed 151 VSL 125, 90 and 72 tonnes ties of the TMD 5-12 type. All these ties satisfied the requirements.

Adresse de l'auteur: Prof. J.-P. Delisle, Laboratoire des Matériaux Pierreux de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Ch. de Bellerive 32, 1007 Lausanne.

# Spannbetonforschung am Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

Von Reto Caflisch, Zürich

Das Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich wird geleitet durch die Professoren Dr. H. Bachmann, Dr. C. Menn, J. Schneider und Dr. B. Thürlimann. Zur Zeit sind am Institut 20 Assistenten und wissenschaftliche Mitarbeiter sowie acht weitere Mitarbeiter und Sekretärinnen angestellt.

Im Jahr 1976 bezog das Institut die neuen Räumlichkeiten auf dem Hönggerberg. Die experimentellen Forschungsarbeiten, die bis anhin an der EMPA in Dübendorf ausgeführt werden mussten, können nun in den *neuen Forschungsräumen* stattfinden. In der grossen, für verschiedene experimentelle Arbeiten vorgesehenen Forschungshalle wurde ein *Aufspannboden* der Grösse  $10 \times 30$  m installiert, der je Rasterpunkt Ankerkräfte von  $2 \times 1000$  kN zulässt. Dank der *pneumatischen Federung* des Aufspannbodens können umfangreiche *dynamische Untersuchungen* durchgeführt werden, ohne dass die übrigen Benutzer der Forschungshalle bei ihren Arbeiten gestört werden.

Nebst der grossen Forschungshalle stehen dem Institut zwei weitere, voll klimatisierte Räume zur Verfügung, die *Langzeituntersuchungen bei konstanter Temperatur und Feuchtigkeit* erlauben. Als Hilfsgeräte für die Durchführung der Versuche sind Aufbauelemente für den Aufspannboden, eine servo-hydraulische Anlage, weitere Belastungseinrichtungen sowie elektronische Messsysteme vorhanden.

Am Institut für Baustatik und Konstruktion werden seit Jahren theoretische und experimentelle Untersuchungen auf verschiedenen Gebieten des konstruktiven Ingenieurbaus durchgeführt. Das Ziel der einzelnen Forschungsarbeiten besteht vor allem darin, der Praxis neue, zweckmässige Grundlagen für die Berechnung und Bemessung der verschiedenen Baukonstruktionen zur Verfügung zu stellen. Im weiteren finden die erzielten Ergebnisse Aufnahme in den entsprechenden schweizerischen und internationalen Normen. Die Forschungsergebnisse werden laufend in den *Institutsberichten* (Birkhäuser Verlag Basel) sowie in verschiedenen technischen und wissenschaftlichen Zeitschriften publiziert.

Die *Forschungsarbeiten* auf dem Gebiet des Spannbetons befassen sich mit:

- Biege- und Durchstanzverhalten vorgespannter Platten mit und ohne Verbund,

- Biege- und Schubverhalten teilweise vorgespannter Balken aus Normal- und Leichtbeton,
- Torsionsverhalten offener und geschlossener Querschnitte.

Weitere laufende Forschungsprojekte betreffen folgende Gebiete:

- Stahlbetonstützen,
- Längsschub, Querbiegung und teilweise Quervorspannung in Druck- und Zugplatten von Betonbalken,
- Dynamisches Verhalten von Beton- und Leichtbetonkonstruktionen,
- Erdbebenverhalten von Beton- und Leichtbetontragwerken,
- Reaktion und Widerstand von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken unter dynamischen Belastungen,
- Fallprobleme,
- Ermüdung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken,
- Rotationsfähigkeit von Mauerwerk,
- Erarbeitung rationaler Grundlagen für die Sicherheitstheorie von Bauwerken.

Im folgenden werden die *Forschungsprojekte auf dem Gebiet des Spannbetons* kurz beschrieben.

## Trag- und Bruchverhalten von vorgespannten Platten

Das Trag- und Bruchverhalten von auf Biegung und Durchstanzen beanspruchten Platten mit injizierten und nichtinjizierten Spanngliedern soll mit theoretischen und experimentellen Untersuchungen studiert werden.

Bis anhin wurden zwei Versuchsserien durchgeführt. Um das Biegeverhalten von vorgespannten, nichtinjizierten Platten zu ermitteln, wurden in einer ersten Reihe Versuche an *einer Quadratplatte* und *fünf Plattenstreifen* vorgenommen. Die Hauptparameter für die Plattenstreifen waren die seitliche Abstützung, die zusätzliche schlaffe Bewehrung und die Plattenschlankheit. In der zweiten Serie wurde das *Durchstanzverhalten* anhand von *zwei Plattenausschnitten* und *sechs Plattenstreifen* untersucht. Die Hauptparameter waren bei den Plattenausschnitten die Bügelbewehrung, bei den Plattenstreifen der Längsbewehrungsgrad, die Vorspannung, die Schubbewehrung und die seitliche Abstützung.

Als wesentlichste *Resultate* ergeben sich für den *Biegebereich* folgende Feststellungen: Platten mit Vorspannung in

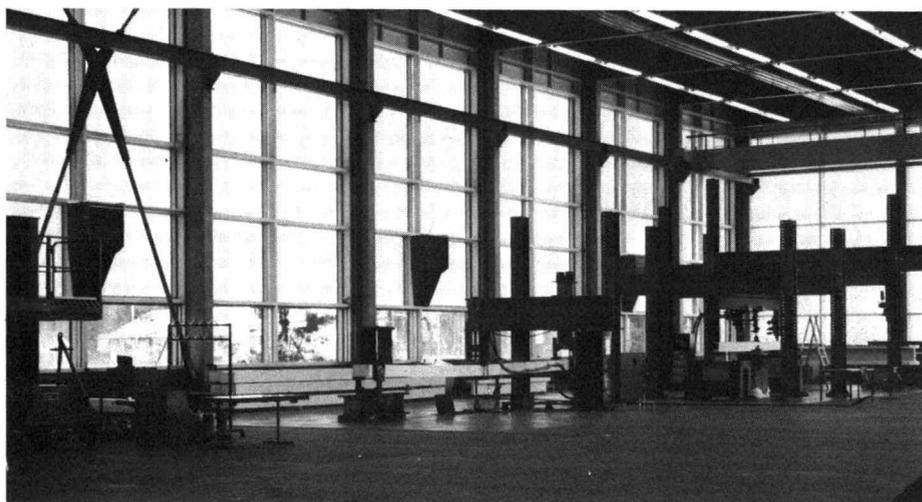


Bild 1. Versuchshalle HIF, ETH-Hönggerberg  
Experimental hall HIF, ETH-Hönggerberg

Verbund können analog zu Platten mit schlaffer Bewehrung mit den heute bekannten Methoden der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie berechnet werden. Bei vorgespannten Platten ohne Verbund werden die Lasten nicht über Biegung abgetragen, sondern werden durch ein gekoppeltes System, bestehend aus Beton- und Stahlmembran, aufgenommen. Der Grenzzustand der Nutzung ist für die vorgespannten Platten ohne Verbund oft das massgebende Bemessungskriterium.

Für den *Schubbereich* vorgespannter Platten sind folgende *Ergebnisse* erwähnenswert: Die Sicherheit gegen Durchstanzen kann entscheidend verbessert werden, sofern genügend Kabel über die Stützen geführt werden. Durch den Einsatz von Bügeln im Stützenbereich von Flachdecken werden die Schubtragfähigkeit und die Duktilität beträchtlich gesteigert, so dass unter zunehmender Belastung kein Spröbruch, sondern ein sich durch grosse Verformungen ankündigender Bruch eintritt.

Als Fortsetzung der bisherigen Untersuchungen sind weitere Arbeiten geplant: Ergänzung des Schubtragmodells durch Berücksichtigung der auftretenden Verformungen, Untersuchungen des Zusammenwirkens von Biege- und Schubtragverhalten in Flachdecken, Ausarbeitung von Bemessungsverfahren und -vorschriften.

*Marti P., Thürlimann B.:* «Versuche über das Biegeverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund», Versuchsbericht Nr. 7305-1.

*Marti P., Pralong J., Thürlimann B.:* «Schubversuche an Stahlbetonplatten», Versuchsbericht Nr. 7305-2.

*Marti P., Ritz P., Thürlimann B.:* «Prestressed Concrete Flat Slabs», IVBH-Bericht S-1/77. Institutsbericht Nr. 68.

### Teilweise Vorspannung

Mit diesem Forschungsprojekt wurde das *Trag- und Bruchverhalten* teilweise vorgespannter *Beton- und Leichtbetonbalken im Biege- und Schubbereich* untersucht. Bei den *Leichtbetonbalken* wurde zusätzlich das *Langzeitverhalten* überprüft.

Die experimentellen Untersuchungen erstreckten sich über sechs Versuchsserien mit total 26 Betonbalken und fünf Leichtbetonbalken, wovon zwei einer Langzeitbelastung ausgesetzt waren. Die Hauptparameter waren für den Biegebereich: Vorspanngrad, Querschnittsform, Bewehrungsgehalt der Zugzone, Durchmesser und Betonüberdeckung der Bewehrung, und für den Schubbereich: Art, Durchmesser, Abstand und Gehalt der Schubbewehrung, Grösse und Neigung der Vorspannkraft. Die kurz- und langzeitbelasteten Leichtbetonbalken waren Duplikate zu entsprechenden Betonbalken, wobei vor allem der Einfluss der unterschiedlichen Betonqualität interessierte.

Die erzielten *Ergebnisse* lassen sich folgendermassen zusammenfassen:

**Biegebereich:** Das Bruchmoment teilweise vorgespannter Beton- und Leichtbetonbalken kann mit den üblichen Annahmen genügend genau berechnet werden. Das Fliessmoment lässt sich mit dem n-Verfahren sehr gut bestimmen. Das Rissverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken ist bedeutend günstiger als bei entsprechenden schlaff bewehrten Balken. Im Gebrauchszustand sind die Risse bei normaler konstruktiver Ausbildung kleiner als 0,2 mm, die Durchbiegungen bedeutend geringer als bei entsprechenden schlaff bewehrten Balken. Die Durchbiegungen der Leichtbetonbalken waren im ungerissenen Bereich ca. 40% grösser als bei vergleichbaren Betonbalken; nach Rissbeginn verschwand dieser Unterschied grösstenteils.

**Schubbereich:** Die Fliesslast der Schubarmierung kann mit der Norm SIA 162, Richtlinie 17, zutreffend bestimmt werden. Die Schubbruchlast wird mit der Richtlinie 34 derselben Norm genügend exakt erfasst. Das Schubrissverhalten im Gebrauchszustand ist völlig normal; die maximalen Rissbreiten bleiben bei richtiger konstruktiver Ausbildung kleiner als 0,2 mm.

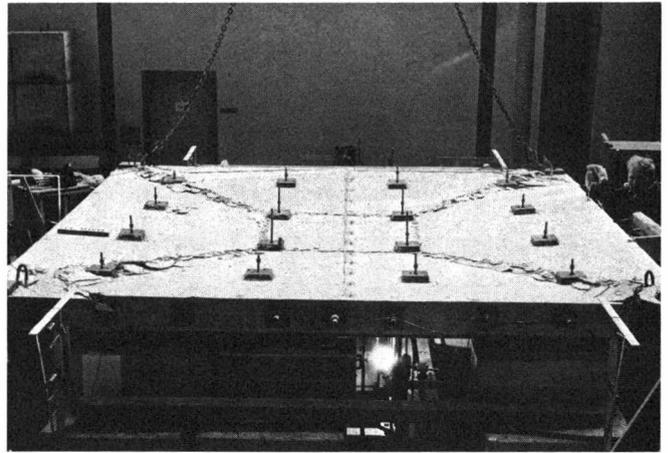


Bild 2. Versuchsanlage «Vorgespannte Platten»  
Test rig "prestressed slabs"

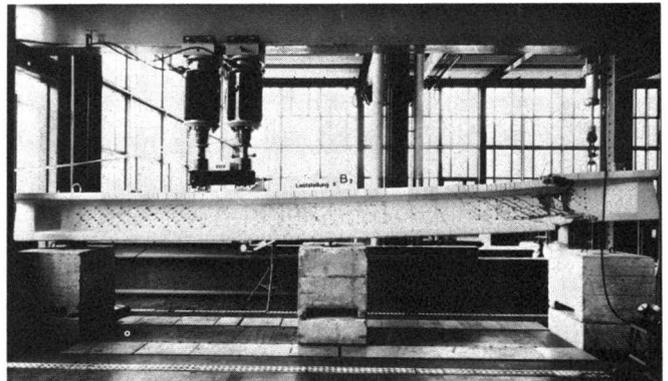


Bild 3. Versuchsanlage «Teilweise Vorspannung»  
Test rig "partial prestressing"

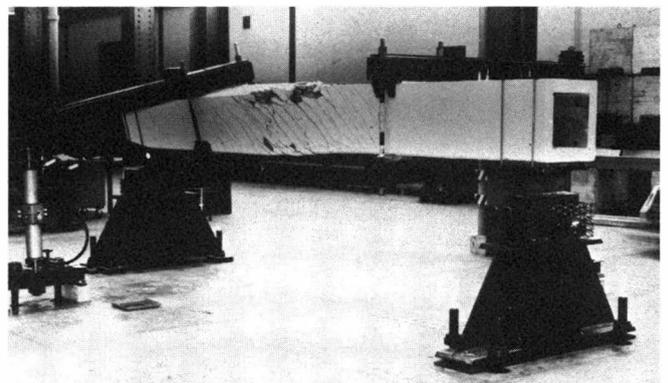


Bild 4. Versuchsanlage «Torsion»  
Test rig "torsion"

Das Forschungsprojekt ist erfolgreich abgeschlossen worden.

*Castisch R.:* «Teilweise vorgespannter Beton: Versuche, Auswertungen und Schlussfolgerungen», Schweiz. Bauzeitung, Heft 23, 1971. Institutsbericht Nr. 34.

*Krauss R., Bachmann H.:* «Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken», Versuchsbericht Nr. 6504-4.

*Bachmann H.:* «Versuche über den Einfluss geneigter Spannglieder auf das Schubtragverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken», Der Bauingenieur, 51. Jahrgang, Heft 7. Institutsbericht Nr. 58.

## Torsion

Das Ziel des Forschungsprojektes bestand darin, das *Bruchverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken* unter Torsion und *Torsion in Kombination mit Biegung und Querkraft*, sowohl theoretisch als auch experimentell, abzuklären.

Die experimentellen Untersuchungen umfassten insgesamt 33 Balken, wovon drei vorgespannt waren. Die Hauptparameter waren Querschnittsform (voll, Hohlkasten, offen, Rechteck, T-Form), Längs- und Bügelbewehrung, Bewehrungsanordnung, Vorspannung. Die Versuche an den vorgespannten Balken hatten zum Ziel, den Einfluss der Vorspannung auf das Tragverhalten von torsionsbeanspruchten Tragwerken zu ermitteln.

Als wichtigstes *Ergebnis* dieses Forschungsprojektes kann die *Entwicklung eines Bruchmodells* bezeichnet werden, das mit

den Versuchsergebnissen recht gut übereinstimmt und eine sicherere und wirtschaftlichere Konstruktion torsionsbeanspruchter Tragwerke erlaubt. Im weiteren wurde festgestellt, dass für die Bestimmung des Bruchwiderstandes unter bestimmten Voraussetzungen vorgespannte Spannglieder analog der schlaffen Längsbewehrung eingesetzt werden können.

Das Forschungsprojekt konnte erfolgreich abgeschlossen werden.

Lampert P., Lüchinger P., Thürlimann B.: «Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken», Versuchsbericht Nr. 6506-4.

Grob J., Thürlimann B.: «Wölbversuche an Stahlbetonbalken mit offenem Querschnitt», Versuchsbericht Nr. 6506-6.

Lüchinger P.: «Bruchwiderstand von Kastenträgern aus Stahlbeton unter Torsion, Biegung und Querkraft». Institutsbericht Nr. 69.

## Prestressed concrete research at the Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Zürich

The Institute of Structural Engineering at the Swiss Federal Institute of Technology Zurich is led by Professors Dr. H. Bachmann, Dr. C. Menn, J. Schneider and Dr. B. Thürlimann. Currently there are twenty assistants and research fellows and a further eight associates and secretaries.

In 1976 the Institute moved to the *new building* of the Swiss Federal Institute of Technology at *Hönggerberg*. The experimental research until then had been carried out at the EMPA (Swiss Federal Material Testing Laboratories) in Dübendorf. This work can now be carried out in the *new research facilities* at Hönggerberg. In the *large testing hall*, which has been built for a variety of research work, there is a 10 m × 30 m *floor area with fixtures* for the mounting of various testing installations. Each mounting fixture in the floor has a holding-down capacity of 2 × 1000 kN. Extensive dynamic tests have been able to be carried out without disturbing other research work being conducted simultaneously in the hall. This is due to the *pneumatic suspension* of the floor slab. *Two fully acclimatized rooms* in addition to the research hall are also available for use. *Long term tests* can be carried out under *controlled temperature and humidity conditions*. For the conducting of the tests, there are steel framing elements for the floor slab mounting fixtures, an electrohydraulic closed-loop testing system, further testing installations and also electronic measuring systems.

At the Institute of Structural Engineering, theoretical and experimental investigations have been carried out for many years. The primary goal of these research projects consists in presenting new practical bases for various fields of structural design for use in engineering practice. Many results have been incorporated in the Swiss Specifications and also in International Codes. The research findings are continuously published in the institute's reports (Birkhäuser Publishers, Basle) as well as in various technical and scientific publications.

The *research work* in the area of prestressed concrete has included research into

- the bending and punching shear behavior of bonded and unbonded prestressed slabs,
- the bending and shear behavior of partially prestressed beams of normal- and lightweight concrete,
- the torsional behavior of open and hollow box cross-sections.

Further current projects are being made in the following areas of research:

- Concrete Columns,
- Dynamic Behavior of Concrete and Lightweight Concrete Structures,
- Behavior of Concrete and Lightweight Concrete Members under Earthquake Actions,
- Response and Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams under Dynamic Loading,
- Fatigue of Concrete and Prestressed Concrete,
- The Rotational Capacity of Brickwork,

- Rational Basis for the Safety Theory of Structures,
- Case Studies.

In the following the research projects concerning prestressed concrete are presented.

### Working load and ultimate load behavior of prestressed slabs

The working load and ultimate load behavior of bonded and unbonded slabs loaded in bending and also for punching shear are studied both theoretically and experimentally.

Until now two test series have been carried out. To establish the flexural behavior of prestressed unbonded slabs a *square slab* and *five slab strips* were tested in the first test series. The main parameters for the slab strips were the restraint against lateral movement, the additional unstressed reinforcement required and the slab's slenderness ratio. In the second series the localized punching shear behavior of two slab segments and six slab strips was tested. The main parameter for the slab segments was stirrup reinforcement. For the slab strips the main parameters were the percentage of longitudinal reinforcement, the amount of prestress, the shear reinforcement and the restraint against lateral movement.

For *bending* the following significant *results* were obtained: slabs with bonded prestress can be designed analogously to slabs with unstressed reinforcement according to the current methods in use, based upon either elastic or plastic theory. With unbonded prestressed slabs the loads are not taken by bending, but through a combined system consisting of concrete and steel membranes. The limit state of serviceability is often the critical criterion for these prestressed slabs.

For the *shear behavior* of prestressed slabs the following *results* were found to be important: the safety factor for punching shear failure can be significantly improved if a sufficient number of cables are carried over the columns.

Through the *placement* of stirrups in the column regions of flat slabs, the shear capacity and the ductility can be notably increased. Then under applied loading a visible gradual failure with large deformation instead of a sudden brittle failure will take place.

In addition to the tests already carried out further work is planned: supplementary work concerning the behavior model for shear taking into account the deformations occurring; tests on the combined effects of bending and shear behavior in flat slabs; proposals for design procedures and recommendations.

### Partial prestressing

In this design project the *working load and ultimate load behavior* of partially prestressed concrete and lightweight concrete beams were investigated for shear and bending. In addition, the *long-term behavior* was tested.

The experimental tests stretched out over six test series with a total of 26 concrete beams and five lightweight concrete beams being tested. Two of the lightweight concrete beams were loaded

with a long-term loading. The main parameters for the investigations into bending behavior were: degree of prestress, shape of cross-section, percentage of reinforcement in the tension zone, diameter and cover of the reinforcement. For shear behavior the main parameters were: type, diameter, spacing and amount of shear reinforcement, size and inclination of the prestressing cables. The short- and long-term loaded lightweight concrete beams were duplicates of the corresponding concrete beams. Here, the influence of the particular concrete qualities was of primary interest.

The obtained results can be summarized as follows.

**Bending behavior:** The ultimate moment of partially prestressed concrete and lightweight concrete beams can be calculated on the basis of normal assumptions. The yield moment can be determined adequately with working stress design methods. The crack behavior of the partially prestressed concrete beams is significantly better than that of corresponding normally reinforced concrete beams. Under serviceability conditions the crack widths are for normal detailing, smaller than 0.2 mm. The deflections are significantly smaller than those of corresponding reinforced beams. In the uncracked region the deflections of the lightweight concrete beams are approximately 40% larger than those of the corresponding normal concrete beams. After the beginning of cracking, this difference for a greater part disappeared.

**Shear behavior:** The yield load of the shear reinforcement can be predicted with the Code SIA 162, Specification 17. The ultimate shear load can be determined with Specification 34 of the same

Code with sufficient accuracy. The shear crack behavior under service loads is totally normal; the maximum crack width remains for detailing, smaller than 0.2 mm.

This research project has been terminated.

#### Torsion

The aim of this research project consisted in the *explanation of the failure behavior of reinforced and prestressed concrete beams under torsion and combined torsion, bending and shear.*

The experimental tests included 33 beams of which three were prestressed. The main parameters were cross-sectional shape (full, box, open, rectangular, T-shaped), longitudinal and stirrup reinforcement, the reinforcement arrangement, and prestress. The tests of the prestressed beams had as an aim the establishment of the influence of prestress on the carrying capacity and behavior of the beams.

The most important result of this research project was the *development of a failure model.* This model furnishes values in fair agreement with the test results and also allows a safe and economic design of torsionally loaded structures. Furthermore it was established that for the calculation of the ultimate strength the prestressed steel can be treated like a normal reinforcement with an equivalent yield strength.

No further work on the project is planned.

Adresse des Verfassers: R. Cafilisch, dipl. Bauing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

## La contribution de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) au développement du béton précontraint

Par Renaud Favre, Lausanne

### Bref aperçu historique de l'Ecole

En 1853, deux professeurs de l'Académie de Lausanne et trois ingénieurs, qui avaient fait leurs études à Paris, fondèrent sur une base privée l'Ecole Spéciale de Lausanne. Celle-ci fut incorporée à l'Académie de Lausanne en 1869. En 1890, l'Académie devient l'Université de Lausanne et la Faculté technique devient une section de la Faculté des Sciences, sous le nom d'Ecole d'Ingénieurs. En 1946, ensemble avec l'Ecole d'architecture, est fondée l'Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne (EPUL), établissement officiel du Canton de Vaud, autonome dans le cadre de l'Université.

Etant donné que la charge d'une telle Ecole dépasse de plus en plus les moyens d'un canton et que de grands investissements sont inéluctables si l'on veut maintenir le haut niveau de l'Ecole, celle-ci change de statut en 1969 et devient l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Cela signifie que, dès cette date, l'EPFL est financée par la Confédération Helvétique au même titre que la «Eidgenössische Technische Hochschule» de Zürich (ETHZ). Il existe donc actuellement deux Ecoles Polytechniques Fédérales, l'une à Zurich, l'autre à Lausanne. L'organisation de ces deux Ecoles ainsi que l'enseignement qui y est offert sont très semblables; la différence essentielle réside dans la langue.

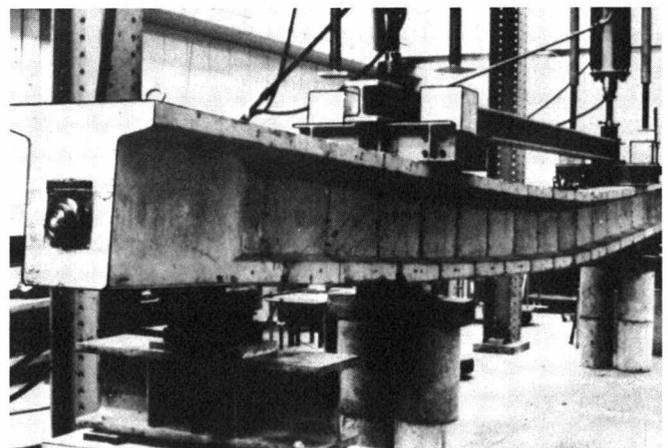
### Activité de l'Institut du Béton Armé et Précontraint (IBAP)

Cet institut est rattaché au Département de Génie Civil et comprend une vingtaine de collaborateurs. Il est dirigé par les Professeurs R. Favre et R. Walther, en collaboration avec le Professeur J.-P. Delisle, et dispose de deux planchers d'essais. L'un de ces planchers avait été créé en 1969 par feu le Professeur F. Panchaud et se trouve dans une halle entièrement climatisée, attenante au Département des Matériaux (fig. 1). L'autre est en construction et est situé dans les nouveaux locaux de L'EPFL à Ecublens (fig. 2).

L'activité de l'Institut du Béton Armé et Précontraint est orientée aussi bien vers des *recherches de base* que vers des *recherches appliquées*. Celles-ci répondent à des demandes de l'industrie de la construction et comprennent des essais sur modèles de grandes dimensions aussi bien dans le domaine des bâtiments que dans celui des ponts et des centrales nucléaires. Il s'agit presque toujours de structures précontraintes.

La recherche de base est principalement axée vers l'étude de la qualité des ouvrages, c'est-à-dire le comportement à l'état d'utilisation. A cet effet, une vaste recherche a été entreprise pour étudier les *déformations réelles de longue durée de poutres et dalles en béton coulé en place, avec ou sans précontrainte*, ainsi que le *comportement de longue durée de*

Fig. 1. Essai de poutre à voussoirs  
Test of segmental beam



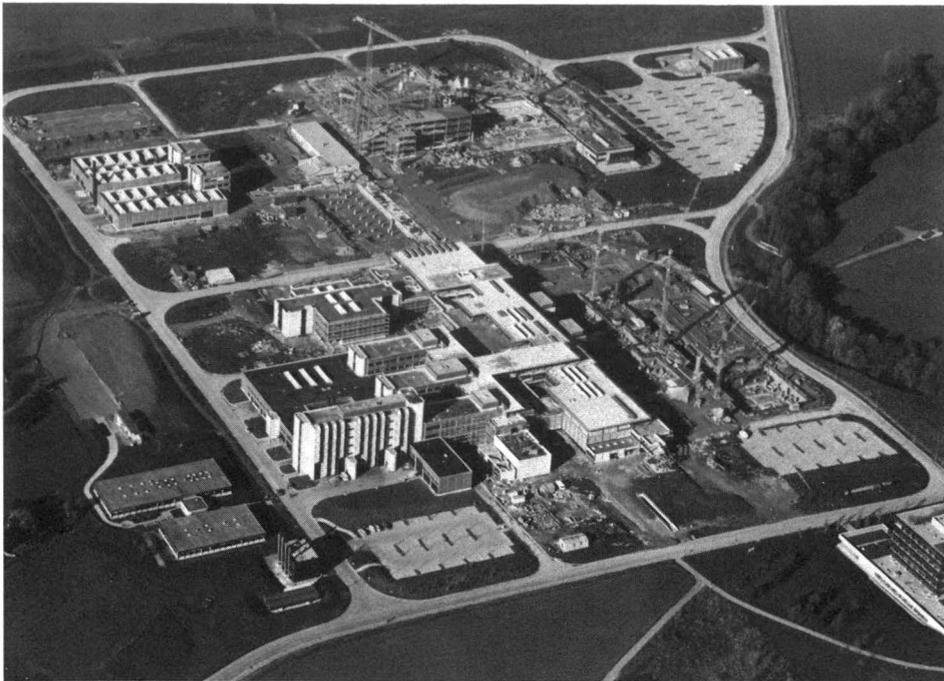
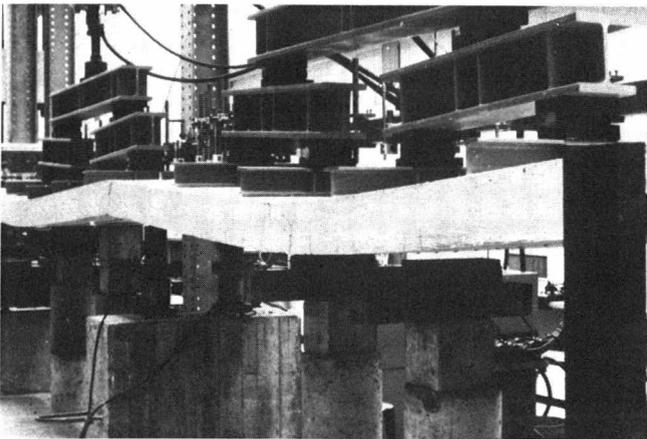


Fig. 2. Chantier de l'EPFL à Ecublens  
Building site of the EPFL at Ecublens-Lausanne

Fig. 3. Vue de l'installation d'essai  
View of the test installation



*poutres préfabriquées rendues monolithiques après la pose. La redistribution des moments, la fissuration et l'évolution des déformations y sont étudiées sur des modèles de grandes dimensions.*

#### Quelques essais récents ou en cours

*Etude expérimentale du comportement des dalles continues en béton armé et précontraint dimensionnées selon la théorie d'élasticité et de plasticité*

Depuis l'entrée en vigueur de la *Directive 34* de la norme *SIA 162* (1976), l'application de la théorie de plasticité pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé et précontraint est autorisée. C'est pourquoi on a effectué l'étude susmentionnée afin d'obtenir des données expérimentales de base sur le comportement des dalles en béton armé et précontraint (capacité de rotation, redistribution des moments, ouvertures des fissures, grandeurs des flèches). Sept dalles (bandes de dalles) continues à deux travées, de dimensions et de charges ultimes égales, ont été choisies (fig. 3). Trois dalles furent dimensionnées selon la théorie d'élasticité ( $EI = \text{const.}$ ) et quatre selon la théorie de plasticité, en

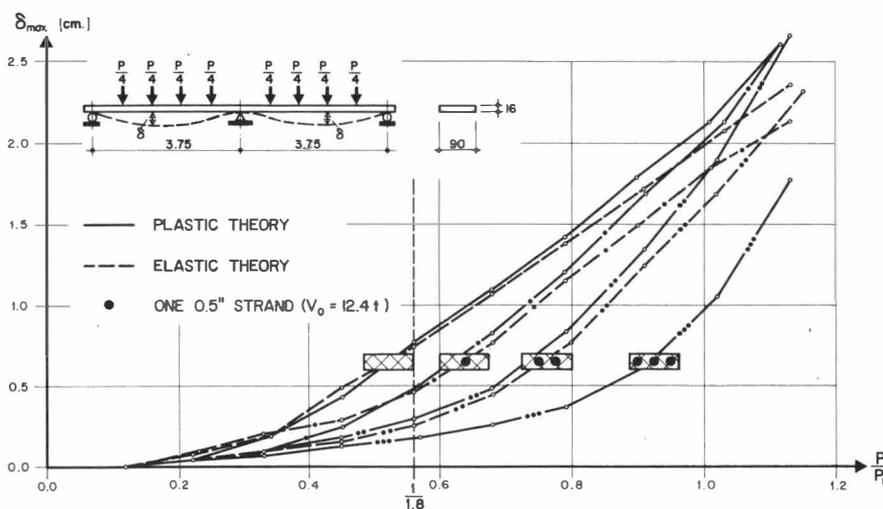


Fig. 4. Flèche maximale  $\delta_{\max}$  en fonction de  $P/Pr$   
Maximal deflection  $\delta_{\max}$  in function of  $P/Pr$

admettant (dans l'état de rupture) un «transfert» des efforts sur appui de 30%. Les deux principaux paramètres ont été le degré de couverture du moment sur appui  $\tau_{\text{appui}}$  et le degré de précontrainte  $\lambda$ .

Les dalles dimensionnées selon la théorie de plasticité se sont comportées de manière très satisfaisante aussi bien dans l'état de service que dans l'état de rupture. Dans l'état de service, l'ouverture maximale des fissures n'a pas dépassé 0,3 mm dans les dalles en béton armé et 0,16 mm dans les dalles précontraintes. On a pu constater qu'une faible précontrainte limite fortement l'ouverture maximale des fissures et les flèches (fig. 4).

#### Essais de poutres à voussoirs préfabriqués

Dès 1974, une recherche théorique et expérimentale a été entreprise pour étudier la fissuration de poutres précontraintes réalisée à l'aide de voussoirs préfabriqués. Ce type de construction, qui a déjà été appliqué des centaines de fois dans l'exécution de ponts, bâtiments, halles, stades, etc., n'a plus besoin d'être présenté ici. Le but de l'étude est d'examiner le comportement à l'état de service de telles constructions, en particulier de contrôler les critères de vérification des sections des joints. Celles-ci sont en effet généralement calculées de telle sorte que sous l'effet d'une combinaison défavorable de surcharge, il n'y ait pas de contraintes de traction dans le joint. Or, nous pouvons d'ores et déjà affirmer que ce critère doit être revu. Il est beaucoup plus important pour la qualité de l'ouvrage que celui-ci se comporte aussi favorablement que possible sous l'effet des charges et des phénomènes de longue durée (poids propre, surcharge permanente, précontrainte, fluage, retrait, variation de température) que d'interdire une décompression du joint sous l'effet momentané de combinaisons de charges utiles.

Les essais en laboratoire ont porté sur 3 poutres de 8,0 m de portée, soumis à des cycles de 2000000 de charges (fig. 1). En outre, on a procédé à l'essai de 7 tirants comprenant un joint au milieu entre deux éléments préfabriqués qui les composent. Ces tirants sont précontraints par un ou plusieurs câbles de précontrainte de types différents (torons, fils, barres). Pour autant que ces câbles soient convenablement injectés, ils constituent une armature limitant l'ouverture de la fissure dans le joint lorsqu'il y a décompression. Ces fissures se referment d'ailleurs dès que disparaît la décompression, c'est-à-dire dès que la surcharge momentanée qui engendre cette décompression n'agit plus.

#### Essais d'un caisson de réacteur à cavités multiples

Dans le cadre d'une étude germano-suisse pour le développement de centrales nucléaires équipées d'un réacteur à haute température avec turbine à hélium fonctionnant en cycle direct (projet HHT)<sup>1</sup>, le bureau Bonnard & Gardel nous a chargé d'exécuter un essai sur modèle à l'échelle 1/20.

Ce modèle de forme cylindrique avait une hauteur de 195 cm et un diamètre de 240 cm, correspondant à 39 m resp. 48 m dans la nature. Il a été réalisé au moyen de microbéton

<sup>1</sup>) Cette étude résulte d'un accord entre la République Fédérale d'Allemagne, l'Etat de Rhénanie du Nord-Westphalie et la Confédération Helvétique. Elle est conduite en collaboration par les maisons Brown-Boveri - Sulzer, l'Institut Fédéral de Recherches en matière de réacteurs, Hochttemperaturreaktorbau GmbH, Kernforschungsanlage Jülich GmbH et Nukem GmbH.

<sup>2</sup>) voir - «Essais sur modèle d'un caisson en béton précontraint à cavités multiples», de R. Favre, M. Koprna, J.-P. Jaccoud, Volume 36-II des Mémoires de l'AIPC;

- «Comportement du modèle d'un caisson de réacteur à cavités multiples», mêmes auteurs, Publication No 161 de l'EPFL.

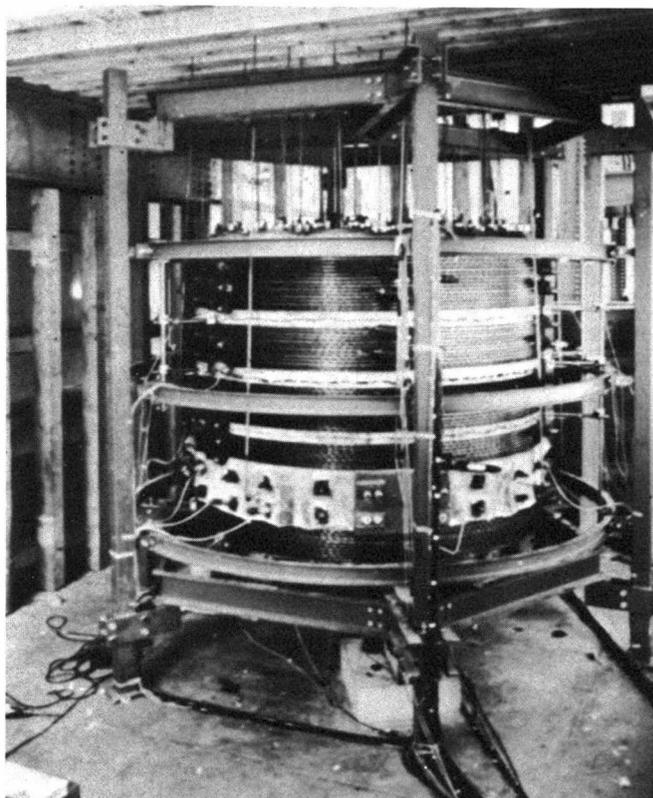
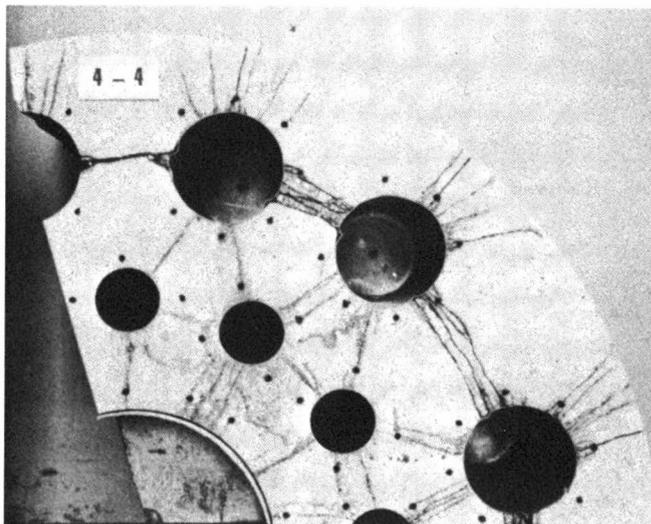


Fig. 5. Vue du modèle du caisson de réacteur  
General view of the model with measuring devices

(agrégats  $\leq 6$  mm). La précontrainte tridimensionnelle est constituée d'un triple réseau de câbles verticaux, annulaires et horizontaux. Les câbles, au nombre de 254, étaient des monotorons non injectés.<sup>2</sup> Le but essentiel de ces essais était de déterminer le schéma de ruine et le coefficient de sécurité à la rupture du caisson, ainsi que la limite de son comportement élastique et réversible. Le modèle, réalisé en 1975, fut analysé sous charge de pression intérieure uniforme dans les cavités et croissante jusqu'à la rupture. Un comportement globalement élastique a pu être constaté jusqu'à une pression intérieure de l'ordre de 120 à 130 kg/cm<sup>2</sup>, correspondant à environ deux fois la pression maximale de service de 65 kg/cm<sup>2</sup>. Les essais de longue durée (maintien de la pres-

Fig. 6. Caisson scié après rupture  
Partial horizontal section half-way up the model



sion) n'ont fait apparaître aucun phénomène particulier. La pression atteinte à la rupture fut égale à 240 kg/cm<sup>2</sup>. Elle se manifesta par la rupture de la peau d'étanchéité de certaines cavités périphériques et par la rupture d'un câble annulaire (fig. 5 et 6).

Pour un grand nombre des câbles annulaires, dans la partie centrale du fût, ainsi que pour les câbles verticaux

situés autour des cavités périphériques, la limite élastique théorique  $\sigma_{0,2}$  fut atteinte, voire même dépassée.

Cette étude se poursuit actuellement par des essais étendus relatifs au comportement des peaux d'étanchéité ancrées dans le béton chaud et soumises à une compression importante.

## The contribution of the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne on development of prestressed concrete

### Brief historical summary of the institute

In 1853, two professors of the *Academy of Lausanne* and three engineers who had studied in *Paris* founded the «Special Institute of Lausanne» on a private basis. It was incorporated in the Academy of Lausanne in 1869. In 1890 the Academy became the «*University of Lausanne*» and the *technical faculty* became part of the *faculty of science*, under the name «*Institute of Engineering*». In 1946, together with the *Institute of Architecture*, was founded the «*Technical Institute of the University of Lausanne*» (EPUL), official establishment of the county Vaud and autonomous within the university.

As the charge of such an Institute is beyond the means of a county, as large investments are ineluctable if the high standard of the Institute is to be maintained, it changed status in 1969 and became the «*Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne*» (EPFL). That means, as from this date, the EPFL is financed by the Swiss Confederation, in the same way as the «*Eidgenössische Technische Hochschule of Zürich*» (ETHZ). Consequently, there are two «*Swiss Federal Institutes of Technology*», one in Zürich, the other in Lausanne. The organization and teaching of these two Institutes are very similar. The main difference lies in the language.

### Activity of the Institute of Reinforced and Prestressed Concrete (IBAP)

This Institute is attached to the *Department of Civil Engineering* and includes about twenty collaborators. It is directed by Professors *R. Favre* and *R. Walther* with the collaboration of Professor *J.-P. Delisle* and dispose of two test slabs. One of these test slabs was created in 1969 by Professor *F. Panchaud* in an intirely air-conditioned hall, adjoining the *Department of Materials* (Fig. 1). The other is under construction and situated on the new premises of the EPF at *Ecublens* (Fig. 2).

The activity of the Institute of Reinforced and Prestressed Concrete is oriented towards both *basic research* and *practical research*. These comply with the demands of the construction industry and include tests on large sized models in the fields of the building trade as well as bridges and nuclear power plants. They nearly always concern prestressed structures. The basic research is directed mainly to study the quality of the works, meaning its behaviour, when in condition of service. For this purpose much research has been undertaken to study the *real deformation at long-term of concrete beams and slabs cast into place, prestressed or not*, as well as on *precast beams, made monolithic after posing*. The *redistribution moments*, the *cracking and evolution of deformation* are studied on large sized models.

### Some recent tests and tests in course

*Experimental study of the behaviour of reinforced and prestressed-continuous concrete slabs, measured after the elasticity and plasticity theory*

Since the *Directive 34* of the *norm SIA 162* (1976) came into force, the application of the theory of plasticity for detailing reinforced and prestressed concrete works is authorized. This is why we made a study of the above-mentioned, so as to obtain basic experimental data on the behaviour of reinforced and prestressed concrete slabs (rotation capacity, redistribution of moments, opening of cracks, size of deflection). Seven continuous slabs (slab strips) of two spans in dimension and equal ultimate charges, were chosen (Fig. 3). Three slabs were detailed according to the elasticity theory ( $EI = \text{const.}$ ) and four according to the

plasticity theory in admitting (in the state of rupture) a transfer of the efforts on support of 30%. The two main parameters have been, first of all, the quantity of steel necessary to cover the bending moment at the intermediate support section, secondly, the degree of prestressing  $\lambda$ .

The slabs detailed according to the plasticity theory behaved in a very satisfactory manner, both in the state of service and state of rupture. In the state of service the largest crack did not exceed 0,3 mm in the reinforced concrete slabs and 0,16 mm in the prestressed concrete slabs. We were able to establish that weak prestressing highly limits larger openings in the cracks and deflections (Fig. 4).

### Tests on segmental precast beams

Since 1974, theoretical and experimental research has been undertaken to study the *cracking of prestressed beams with the aid of segmental precast units*. This type of construction, which has already been carried out hundreds of times in the execution of bridges, buildings, halls, stadiums, etc, does not need to be introduced here. The objective of this study is to examine the behaviour in the state of service of such constructions, particularly to control the criteria of checking the sections of the joints. These are generally calculated in such a way that under the effect of an unfavorable combination of overload, there is no stress of traction in the joint. Now, we can affirm that the criteria *must be revised*. It is far more important for the quality of the works to behave as favourable as possible under the effect of charges and phenomena at long term (proper weight, permanent overload, prestressing, creep, shrinkage, temperature variations) than to forbid a decompression of the joint under momentary effects of combinations of the live load.

The laboratory tests were undertaken on 3 beams of 8 m in length, submitted to 2000000 cycles of load (Fig. 1). Furthermore, we proceeded to test 7 tiebeams including a joint in the middle between the two precast elements. These tiebeams are prestressed with one or several prestressing cables of different types (strands, wires, thread-bars). As long as the cables are well injected, they serve as reinforcement and limit the opening of cracks in the joint when there is decompression. These cracks close however, as soon as the decompression disappears, that is to say, as soon as the momentary overcharge which develops the decompression, stops working.

### Tests on a nuclear pressure vessel with multiple cavities

In the framework of a study between the *Federal Republic of Germany* and *Switzerland* for development in *nuclear power plants* equipped with a *high temperature reactor with a helium turbine functioning in direct cycle* (Project HHT)<sup>1</sup>, the Office of *Bonnard & Gardel* charged us to undertake tests on a model of 1/20 in scale.

This model of cylindrical form was 195 cm high and 240 cm in diameter, corresponding to 39 m resp. 48 m in actual size. The model was made of microconcrete (the aggregates not exceeding 6 mm). It was prestressed in three dimensions by means of a triple

<sup>1</sup>) These studies are the result of an agreement among the Republic of West-Germany, the State of North-Rhine-land-Westphalia and Switzerland. They were conducted with the collaboration of the companies: Brown-Boveri, Sulzer, the Swiss Federal Institute for Reactor Research, Hochttemperaturreaktorbau GmbH, Kernforschungsanlage Jülich GmbH and Nukem GmbH.

system of cables: vertical, hooping and horizontal. These cables numbering 254 were mono-strands non-injected (unbonded).<sup>2</sup> The main objective of the tests was to determine the scheme of ruin and the coefficient of security at rupture of the vessel as well as the limit of elastic and reversible behaviour. The model, built in 1975, was analyzed under constant interior working pressure in the cavities and increased up to the point of rupture. The behaviour of the model was globally elastic until an interior pressure ranging from about 120 to 130 kg/cm<sup>2</sup> was reached. This corresponds to

<sup>2</sup>) See: – "Tests on model of a prestressed concrete nuclear pressure vessel with multiple cavities", by R. Favre, M. Koprna, J.-P. Jaccoud, Volume 36-II, The memories of the AIPC;  
– "Behaviour of a nuclear pressure vessel model with multiple cavities", by same authors, Publication No. 161 of EPFL.

approximately twice the maximum working pressure of 65 kg/cm<sup>2</sup>. The longterm tests (pressure maintenance) revealed no unusual phenomena. The pressure attained at the time of rupture was 240 kg/cm<sup>2</sup>. The rupture appeared through the braking up of the stanch skin of some of the peripheral cavities and by the rupture of a hooping cable (Fig. 5 and 6). For the majority of the hooping cables, situated in the central section of the vessel, as well as for the vertical cables around the peripheral cavities, the elastic limit was reached or even exceeded.

This study is being continued by extended tests related to the behaviour of the stanch skin, anchored in warm concrete and subject to an important compression.

Adresse de l'Auteur: R. Favre, Professeur à l'EPFL, Institut de béton armé et précontraint, 33, av. de Cour, 1007 Lausanne.

## Beitrag der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt (EMPA) zur Entwicklung der Vorspanntechnik

Von Marc Ladner, Dübendorf

In den letzten Jahren hat in der Entwicklung der Vorspanntechnik eine gewisse *Akzentverschiebung* stattgefunden. Diese spiegelt sich deutlich in der Art der Aufträge wider, welche die EMPA für die angesprochene *Industrie* durchzuführen hatte. Waren vor einigen Jahren auch noch grössere Untersuchungen an Spannbetonbauteilen durchzuführen – etwa an grossen Spannbetonträgern mit Aussparungen im Steg [1] oder an Betongelenken für eine Gerberträgerbrücke –, so konzentrierten sich die Arbeiten in jüngster Zeit hauptsächlich auf die Untersuchung von *grossen Spanngliedern* und deren *Verankerungen* auf ihr *Ermüdungsverhalten unter schwingend aufgebrachtener Belastung* sowie unter *extremen Temperaturbedingungen*. Da diese Probleme nicht spezifisch für den Spannbetonbau sind, sondern sich auch bei all jenen Konstruktionen stellen, bei denen grosse Kräfte mittels Seilen oder Kabeln aufgenommen werden müssen, wie z.B. bei abgespannten Netztragwerken oder Schrägseilbrücken, so ist es wohl kaum verwunderlich, dass sich die Tätigkeit der EMPA auch auf diese Gebiete erweitert hat. Im folgenden soll nun versucht werden, anhand einiger Beispiele diese Entwicklungstendenzen aufzuzeigen.

### Prüfeinrichtungen und Versuche

Im Jahr 1969 wurde an der EMPA eine Versuchseinrichtung entwickelt, die es erstmals erlaubte, *Ermüdungsversuche mit Schwingweiten von bis zu 2,5 MN bei Oberlasten von bis zu 6,7 MN mit einer Frequenz von 4,2 Hz* aufzubringen. Eine ausführliche Beschreibung dieser Anlage ist in [2] gegeben. Mit Hilfe dieser Anlage war es möglich, das *Hi-AM* (High-Amplitude)-Verankerungssystem bei Paralleldrahtbündeln und bei Litzenbündeln, das für die *Rheinbrücke Mannheim-Ludwigshafen* und für die *Überdachung der Olympia-Sportstätte in München* zur Ausführung gelangte, auf sein Ermüdungsverhalten wirklickeitsnah zu untersuchen [3, 4, 5].

Ausser diesen Ermüdungsversuchen mussten auch *statische ZerreiBversuche* durchgeführt werden, wobei auch der Nachweis zu erbringen war, dass eine *Alterung* oder eine *chemische Zersetzung des Kunstharzes im Verankerungskopf* die Tragfähigkeit des Verankerungssystems nicht beeinträchtigt. Dazu musste die zur Verfügung stehende Kraftumlenkvorrichtung, mit deren Hilfe die statischen ZerreiBversuche in der vorhandenen 20-MN-Pressen durchgeführt werden, mit einer Heizanlage ausgerüstet werden, mit der die

Temperaturen an den Ankerköpfen der Prüflinge bis auf über 115 °C erhöht werden konnte.

Fine Erweiterung der Ermüdungsprüfanlage wurde dadurch bedingt, dass auch *Randseile der Olympia-Zeltdachkonstruktion* auf Ermüdung zu untersuchen waren, die über einen *Sattel mit geringem Krümmungsradius umgelenkt* waren. Ziel dieser Versuche war es, ein Seil mit grösstmöglicher Steifigkeit zu finden, das sich aber dennoch einigermaßen leicht krümmen liess. Auch in diesem Fall wurde versucht, durch einen geeigneten Ausbau der bestehenden Einrichtung dieser Forderung nachzukommen [2].

Ausser den erwähnten Versuchen wurde auch ein Teil der notwendigen Untersuchungen mit den an der EMPA vorhandenen Einrichtungen vorgenommen, wodurch ein schweizerisches Produkt als erstes Litzenspannverfahren die Zulassung in der Bundesrepublik Deutschland erlangte. Insbesondere gelangten dort auch einige Neuerungen zur Prüfung, zu denen vor allem auch die *Zwischenverankerungen* gehören [6].

Zeitschwingversuche bei Tieftemperaturen (–30 °C) mussten an einem Spannkabel durchgeführt werden, das aus 139 Einzeldrähten  $\varnothing$  6 mm bestand. Da nur wenige Lastwechsel ( $n = 670$ ) zwischen einer Unterlast von  $P_u = 4,95$  MN und einer Oberlast von  $P_o = 5,65$  MN gefordert waren, musste auf die Verwendung der üblichen schnellen Pulsatoren (Frequenz = 4,2 Hz) zur Krafterzeugung verzichtet werden, da das Einstellen der Lastgrenzen mit diesen Geräten nicht ganz einfach ist: Es vergehen nämlich mindestens 10 bis 15 Minuten, bis die Kraftamplitude und die Mittelkraft einigermaßen genau eingestellt werden kann. Für 500 Lastwechsel benötigen aber diese Pulsatoren nur 2 Minuten, so dass diese Zeit kaum ausreicht, um die Kraftgrenzen auch nur einigermaßen zu erreichen. In diesem Fall musste daher auf eine andere Kraftsteuerungseinrichtung, nämlich auf den *Hydro-Pacer*, ausgewichen werden, mit dem bei den angegebenen Kraftgrenzen eine Frequenz von 0,5 Hz erreicht werden konnte. Ausserdem musste bei diesem Versuch eine Kühleinrichtung um den oberen Verankerungskopf und um das Kabel selber gebaut werden, was in Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber unter Beizug einer Spezialfirma bewerkstelligt wurde. Die Kontrolle und Messung sowie die während des Versuches notwendigen Korrekturen der Temperatur wurden von der EMPA übernommen.

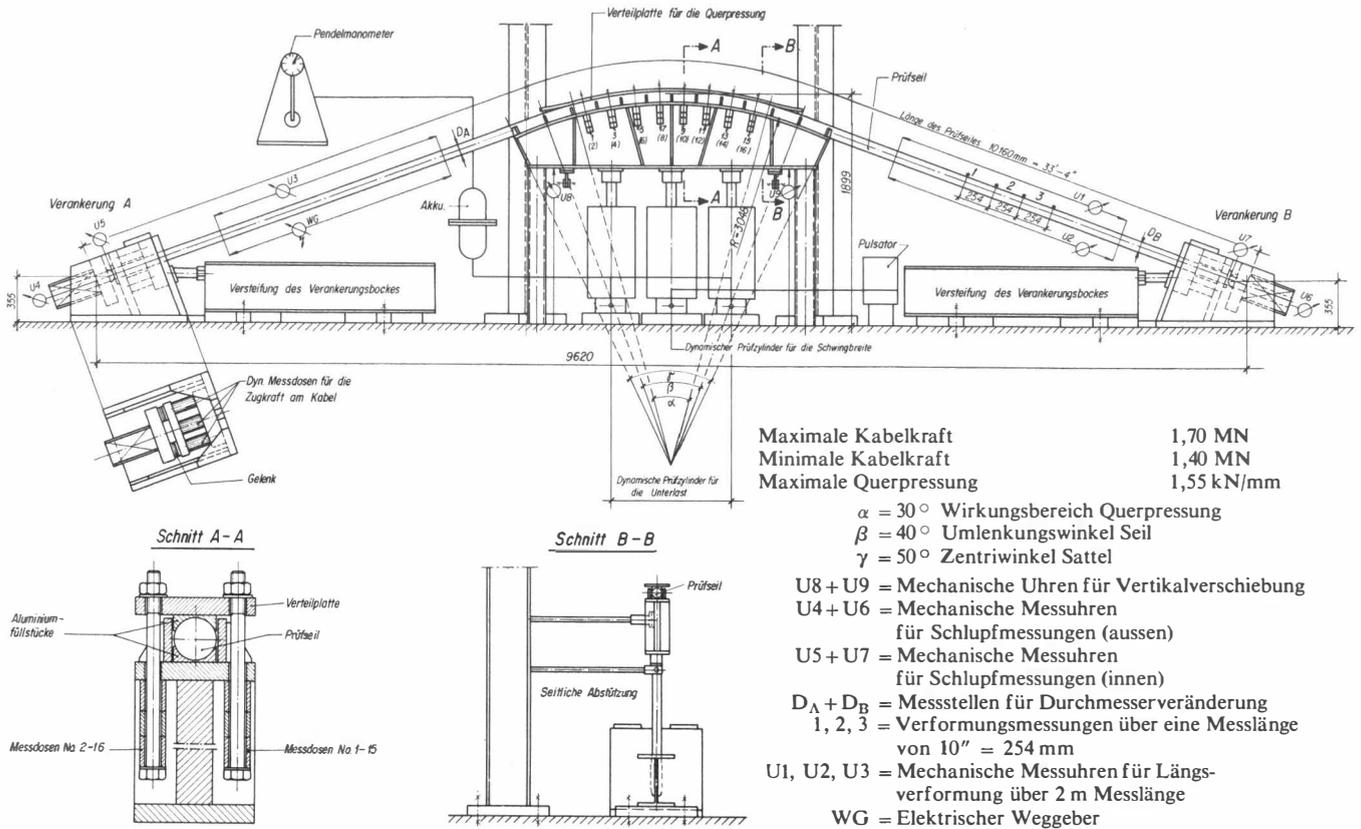


Bild 1. Schematische Darstellung der Versuchseinrichtung zur Durchführung von Ermüdungsversuchen an umgelenkten Stahlseilen (Masse in mm)  
Schematical presentation of the test rig for carrying out fatigue tests on steel cables which change direction (measurements in mm)

Ganz besondere Ermüdungsprobleme grosser Stahlseile treten im Sattel der Pfeiler von Schrägseilbrücken auf. Hier entstehen neben der Kraftamplitude auch Eigenspannungen infolge der Seilkrümmung und Querpressungen, die dadurch hervorgerufen werden, dass meistens mehrere Kabellagen neben- und übereinander angeordnet sind. Um auch für diese Bauwerke möglichst praxisnahe Versuchsbedingungen zu schaffen, wurde an der EMPA eine Versuchseinrichtung entwickelt, deren Arbeitsprinzip hier kurz beschrieben werden soll [7].

Die Versuchseinrichtung besteht aus zwei Ankerblöcken, die auf dem Aufspannboden der EMPA verankert werden (Bilder 1 und 2). Dazwischen befindet sich der Umlenksattel mit einem variablen Radius. Dieser Umlenksattel ist auf hydraulische Einzelprüfzylinder gestellt, die zur Erzeugung der notwendigen Kabelkräfte dienen. Ein Teil dieser Zylinder wird zu einer Gruppe zusammengefasst und an einen mit Stickstoff gefüllten Druckspeicher (Akkumulator) angeschlossen, der seinerseits durch ein Federkraftmanometer unter Druck gehalten wird. Die Aufgabe dieser ersten Gruppe ist es, den Betrag der Unterlast während der Schwingversuche konstant zu halten. Mit der zweiten Gruppe von Prüfzylindern wird die Schwingbreite der Kraft aufgebracht, indem diese an einen Pulsator angeschlossen wird.

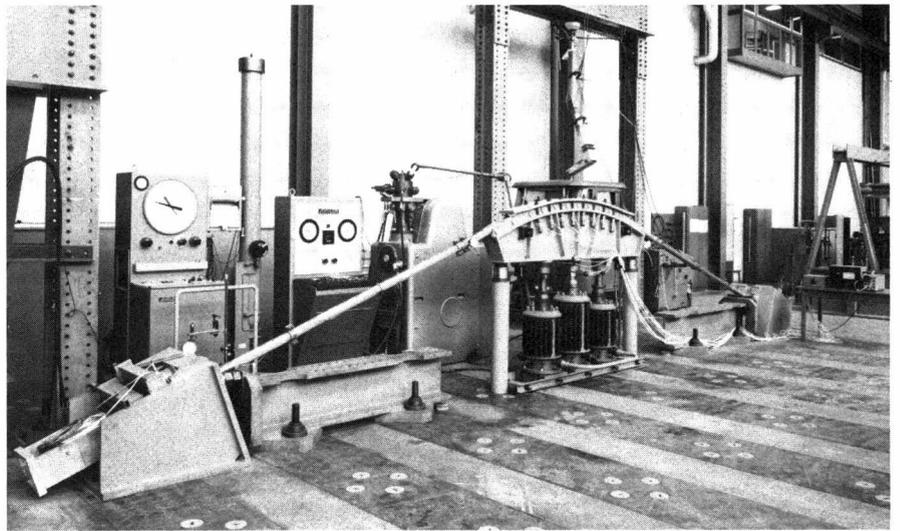
Die Kraftmessung im Kabel und die Steuerung der Versuchslasten erfolgt über besondere dynamische Kraftmessdosen, die auf beiden Seiten des Kabels eingebaut sind. Diese gestatten, die Kabelkraft bis auf ungefähr  $\pm 5$  kN genau zu erfassen. Zur Vermeidung von unerwünschten Biegebeanspruchungen im Kabel während der Schwingversuche können zwischen den festen Stahlplatten der Ankerblöcke und den Kabelköpfen Gelenke eingebaut werden, so dass eine saubere Einleitung der Zugkraft ins Kabel gewährleistet ist.

Neben der Kraftmessung im Versuchsseil lassen sich je Ankerblock auch Schlupfmessungen beidseitig des Kabelkopfes durchführen. Ausserdem können auf den freien Kabellängen die Verlängerungen des Kabels infolge Kraftzunahme (Bestimmung des Verformungsmoduls vom ganzen Seil) über eine Messlänge von 2 m bequem festgestellt werden. Dafür stehen sowohl mechanische als auch elektrische Weggeber zur Verfügung, so dass es also möglich ist, auch während der Schwingversuche ohne Versuchsunterbruch die Dehnungszunahme zu verfolgen und zu überwachen. Zusätzlich können auch Durchmesseränderungen bestimmt werden.

Das Aufbringen von Querpressungen im Bereich des Umlenksattels geschieht über eine Verteilplatte, die mittels Schraubenbolzen auf das Kabel gepresst wird. Zur Feststellung der wirksamen Pressung wird die von jedem Bolzen abgegebene Kraft über eine dazwischengeschaltete Messdose ermittelt. Versuche haben gezeigt, dass die Schwankungen der Querpressung infolge der Schwingbeanspruchung im Kabel kleiner als 5% werden.

Die Anlage ist für die in Bild 1 angegebenen Abmessungen und Kräfte gebaut. Sie lässt sich aber mit relativ einfachen Mitteln auch für flachere und entsprechend längere Kabel verwenden. Damit ist auch eine Kraftsteigerung möglich, die zudem noch durch Hinzunahme eines vierten Prüfzylinders erhöht werden könnte. Die Möglichkeiten im einzelnen müssten fallweise genau abgeklärt werden. Hingegen dürfte eine Begrenzung der Anlage einerseits durch die auf 15 mm beschränkte Hubhöhe der von einem Pulsator gespeisten Einzelprüfzylinder gegeben sein. Einfach gestaltet sich auch eine Vergrösserung der Querpressung, die bis auf 2,45 kN/mm gesteigert werden kann, ohne dass zusätzliche Bolzen erforderlich wären.

Bild 2. Ansicht der Prüfanlage für umgelenkte Seile bis zu etwa 2 MN Oberlast  
View of the testing arrangement for cables which change direction for loading up to around 2 MN



Eine zweite Anlage, die auch der Ermüdungsprüfung umgelenkter Stahlseile dient, steht ebenfalls zur Verfügung. Sie erlaubt Kräfte bis zu  $P_0 \cong 6,0$  MN bei Kraftamplituden von etwa  $\Delta P \cong 1,0$  MN. Die Seillänge ist allerdings kürzer als bei der in Bild 1 dargestellten Anlage und beträgt nur etwa  $l = 6000$  mm.

#### Besondere Versuche

Aus den vielen Belastungsversuchen an Brücken, die von der EMPA durchgeführt werden, sollen hier zwei Fälle herausgegriffen werden, die wegen ihres Umfangs und ihrer Besonderheiten den Rahmen der üblichen Untersuchungen sprengen. Es handelt sich um eine *Strassenunterführung bei Eiken, Kt. Aargau* [8], und um eine *Strassenbrücke aus teilweise vorgespanntem Leichtbeton bei Schaffhausen* [9].

Beim erstgenannten Objekt handelt es sich um eine *Drillingshohlkastenbrücke ohne Querträger, die schief gelagert ist*. Um das Verhalten dieser nicht alltäglichen Konstruktion etwas genauer abzuklären, wurden sowohl an einem Einzelhohlkasten, bevor die Fugen in der Fahrbahnplatte geschlossen wurden, als auch an der fertigen Drillingsbrücke sehr umfangreiche Belastungsversuche durchgeführt. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse sind in [8] angegeben.

Bei der Leichtbetonbrücke interessierte man sich vor allem am *Schwingungsverhalten* des Bauwerkes, weshalb die Brücke mit einem *Schwinger an verschiedenen Orten angeregt* wurde. Auch diese Versuche lieferten interessante Resultate und trugen dazu bei, die Kenntnisse über das *dynamische Verhalten von Leichtbetonkonstruktionen mit teilweiser Vorspannung* zu vertiefen. Diese ergänzten auch sehr schön die Untersuchungen, die von der EMPA über das dynamische Verhalten von Brückenbauwerken unter Verkehr gegenwärtig im Gange sind. Eine weitere Untersuchung auf diesem Gebiet betrifft den *Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Schwingungsformen unter einem Lastwagen der Limmatbrücke bei Neuenhof*, worüber in [10] ausführlich berichtet wurde.

Abschliessend sei noch darauf hingewiesen, dass die EMPA auch im Rahmen der Normierungsarbeiten aufgrund ihres Erfahrungsschatzes mithelfen möchte, dass in den einschlägigen Normen des Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Vereins SIA [11] sinnvolle und verantwortbare Vorschriften enthalten sind, die aber keine unnötigen Erschwernisse für die technische Weiterentwicklung darstellen.

#### Ausblick

Die Anforderungen, die heute an Vorspannsysteme und an Kabel, die im Schrägseilbrückenbau Verwendung finden sollen, gestellt werden, sind sehr hoch und mannigfaltig. Immer mehr wird von den Bauherrschaften verlangt, dass durch Versuche, die hinsichtlich ihrer Anforderungen und Randbedingungen die Wirklichkeit möglichst nah nachbilden, der Nachweis erbracht werde, dass ein System diesen Anforderungen auch genüge. Häufig bereitet es aber ganz erhebliche Schwierigkeiten, diesen Nachweis unter Einhaltung aller Randbedingungen überhaupt zu erbringen. Die EMPA war bis anhin bemüht, diesen Aufgaben gerecht zu werden und damit einen Beitrag zur Weiterentwicklung und Verbesserung der Spannsysteme zu liefern. Die Versuchsanlagen, die ihr dabei zur Verfügung stehen, erlauben es, recht flexible Prüfanlagen zu konzipieren. Sie wird deshalb auch weiterhin bestrebt sein, alle Anstrengungen zu unternehmen, um auf diese Weise und auch durch Unterstützung von Forschungs- und Normierungsarbeiten die technische Entwicklung auf diesem Gebiet zu fördern.

#### Literaturverzeichnis

- [1] Portmann M., Huber J.W., Wachter H.R.: «Der Neubau des Personenbahnhofes Bern.» Schweiz. Bauzeitung, Heft 39, 1966.
- [2] Meier U., Rösli A.: «Versuchseinrichtung für Zugschwellbeanspruchungen an grossen Spannkabeln.» Schweiz. Bauzeitung, Heft 4, 1971.
- [3] Meier U.: «Das Olympiadach in München und die dafür durchgeführten Grossversuche.» Schweiz. Bauzeitung, Heft 16, 1971.
- [4] Zenobi G.: «Die Verankerungen der Haupttragseile für die Olympiazeltkonstruktion in München.» Schweiz. Bauzeitung, Heft 35, 1972.
- [5] Andriü W., Saul R.: «Versuche mit Bündeln aus parallelen Drähten und Litzen für die Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen und des Zeltaches in München.» Die Bautechnik, Heft 9, 10 und 11, 1974.
- [6] Mehlborn G., Mehmed H.Chr.: «Spannverfahren-Entwicklung und aktuelle Probleme.» Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 9, 1976.
- [7] Ladner M., Balas S.: «Versuchseinrichtung zur Durchführung von Ermüdungsversuchen an umgelenkten Stahlseilen.» Material und Technik, Heft 1, 1976.
- [8] Herzog M., Fent B.: «Belastungsversuch an einer schiefen Drillingshohlkastenbrücke.» Strasse, Brücke, Tunnel, Heft 9, 1973.
- [9] Balas S.: «Die Leichtbetonbrücke Schaffhausen. Belastungs- und Schwingversuche.» Schweiz. Bauzeitung, Heft 28/29, 1976.
- [10] Stucki Ch., Studer W., Ladner M.: «Nachrechnung des dynamischen Verhaltens einer Brücke.» Material und Technik, Heft 1, 1974.
- [11] Norm SIA 162: «Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Betonwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.»  
Norm SIA 191: «Boden- und Felsanker.»

# Contribution of the EMPA to the development of prestress technology

## Introduction

It can be shown that over the past few years, there has been a certain shift of emphasis in the development of prestress technology. This can be seen in the types of projects that the EMPA has carried out for various sections of the industry. Several years ago a large number of tests on prestress concrete members were made. These included beam tests concerning voids in the web [1] and tests concerning concrete hinges for a Gerber beam bridge. More recently the tests have been mainly centred around the *testing of large cables and their anchorages for their behavior under dynamic loading and also extreme temperature conditions*. These problems are not specifically for prestressed construction, but for all those structural systems where large forces must be taken up by cables e.g. guyed net structures or inclined cable bridges. It is not surprising then that the EMPA has also been active in this field of research. In the following it is intended to show several examples of these developments in research.

## Testing rigs

In 1969 at the EMPA a testing rig was developed which for the first time allowed *fatigue tests with loading amplitudes of up to 2,5 MN and maximum loads of up to 6,7 MN*. A detailed description of this arrangement is given in [2]. The fatigue behavior of the Hi-Am (High-Amplitude) anchorage system for parallel strand cables and also entwined strand cables was able to be realistically tested with this testing rig. The Hi-Am anchorage system was used successfully for the *Rhein bridge Mannheim-Ludwigshafen* and for the *roof of the Olympic sports stadium in Munich* [3, 4, 5].

Apart from these fatigue tests, *failure tests* were carried out on the *anchorage heads*. These were made to test the *effects of aging and chemical decomposition on the epoxy cement used in the anchorage system*. An arrangement to change the force direction was also necessary. With the help of this arrangement the failure tests were carried out with the existing 20 MN presse. There was also a heating system present which was able to heat the anchorage heads up to a temperature of 115 °C.

An extension to the fatigue loading arrangement was made so that also the *edge cables of the Olympic tent roof construction* were able to be tested for fatigue. These cables passed over a *saddle with a small radius of curvature*. These tests aimed to find a cable with the greatest possible stiffness that could still be bent relatively easily. A suitable extension to the existing arrangement was made in order to meet this demand [2].

Apart from the already mentioned tests, a section of the necessary investigations were carried out on the existing testing equipment at the EMPA. As a result the first entwined cable to obtain permission for usage in Germany was a Swiss product. For this testing other innovations were also introduced. The most important of these were the *intermediate anchorages* [6].

Time dependent dynamic tests at low temperatures were carried out on a prestress cable of 139 single wires, each of 6 mm diameter. Only a small load variation ( $n = 670$ ) was required. The minimum load was  $P_u = 4,95$  MN and the maximum load was 5,65 MN. Thus the use of the customary rapid pulsators (frequency = 4,2 Hz) for producing the forces had to be overlooked. The establishing of the load limits with these machines is quite difficult. Ten to fifteen minutes elapse before the required force amplitude and the average force can be exactly obtained. These pulsators generate five hundred load changes in only two minutes. The time is hardly sufficient to establish the load limits. So it was necessary to find another machine which could generate the required force limits with a frequency of 0,5 Hz. The *Hydropacer* was found suitable. Apart from this a cooling system had to be installed around the upper anchorage head and also the cable itself. This was achieved in collaboration with the client and help from a specialist firm. The control, measurement and necessary corrections, to the temperature during the tests were made by the EMPA.

Quite *distinct fatigue problems* occur for *large steel cables at the saddle of the pylon for an inclined cable bridge*. Together with the force variation there exist internal stresses due to the cable

curvature and also local pressures. The local pressures originate from the location of the cables with respect to one another. A testing arrangement was built at the EMPA to approximate as closely as possible the actual working conditions of this kind of structure. This is briefly described here [7].

The testing rig consists of two anchor blocks which are anchored to the mounting floor of the EMPA. Between these is placed the pylon saddle with variable radius. This saddle is set upon several loading press cylinders, which serve to provide the necessary cable forces. A number of these cylinders are combined to form a group and are connected to a nitrogen-filled accumulator, which is held under pressure by a spring controlled manometer. The job of this first group is to hold the minimum load quantity constant throughout the dynamic tests. The second group of test cylinders are connected to a pulsator and provide the required force amplitude.

The force measurement in the cable and the controlling of the test loads is achieved with special dynamic force measuring gauges which are fixed onto both sides of the cable. With these the cable force was able to be found to within  $\pm 5$  kN. Pin-joints were built in between the fixed steel plates of the anchorage blocks. This overcame the possible introduction of flexural actions into the cable during the dynamic tests and guaranteed a clean introduction of the tensile force into the cable.

In addition to the force measurement in the cable it is possible to *simultaneously measure the slip of the cable at each anchor block*. Also the elongation due to the tensile force in the cable can be measured on the free cable length. This is made over a 2 m length and allows the determination of the deformation modulus for the total cable. For this measurement there are as well as mechanical procedures also electrical procedures available. These allow the strain measurement to be made and observed during the dynamic testing without interruption of the actual test. Additionally the *diameter changes* can be determined.

The production of *local bearing pressures* occurs over a distribution plate which is fastened to the cable with bolts. The actual pressure the force produced in each bolt was found with a measuring gauge connected in between. Tests have showed that the variations in the local bearing pressure are smaller than 5%.

The testing rig is as shown in figure 1. It can be adapted relatively easily for cables with less sag. A load increase is also possible by adding a fourth loading press cylinder. The various possibilities should be examined for each particular situation. However the testing arrangement is limited by the available raising height of 15 mm for a single press cylinder connected to a pulsator. Also the local bearing can only go to 2,45 kN/m before the addition of extra bolts is necessary.

A second testing rig which also serves for the testing of cables that change direction over a saddle is also available. This arrangement allows forces up to  $P_o \cong 6,0$  MN for loading amplitudes of approximately  $\Delta P \cong 1,0$  MN. The cable length is naturally shorter than that for the arrangement shown in figure 1, amounting to about  $l = 6000$  mm.

## Further projects

From the many tests made on various bridges by the EMPA, two particular cases are worth mentioning here. The tests made were not, because of the *particular constructions of the bridges*, like the usual bridge tests. An *underpass at Eiken* in Canton Aargau [8] and a *partially prestressed lightweight concrete bridge at Schaffhausen* [9] are the two bridges concerned.

The first mentioned project concerned a *skew multi-cell box-section bridge without transverse beams*. To investigate the behavior of this rather uncommon construction, load tests were carried out on a single box-section girder before the bridge deck joints were closed. Further tests were also carried out on the finished bridge. The results obtained are presented [8].

The *dynamic behavior* of the lightweight concrete bridge was the area of main interest for those tests. The bridge was *dynamically loaded at various points*. The tests produced interesting results

and so increased the information available concerning the *dynamic behavior of lightweight concrete structures with partial prestressing*. These tests compliment the tests currently being carried out by the EMPA which are concerned with the dynamic behavior of bridge structures under traffic loading.

A further test in this area of research consisted of the *comparison of theoretically and experimentally measured dynamic behavior brought about by a truck*. This test was made on the bridge over the Limmat at Neuenhof and is extensively reported in [10].

In conclusion it should be mentioned that the EMPA would like to assist on the basis of their experience in the work concerned with the writing of the relevant Codes from the Swiss Engineers' and Architects' Association (SIA) [11]. These codes should contain sensible and responsible clauses which however do not cause difficulties for future technical developments.

#### Outlook

Today the requirement of prestress systems and cables for inclined cable bridges are many and highly varied. Clients are

always requiring more from tests carried out to show that particular systems meet the various performance requirements. These tests are aimed to be as close as possible to the actual situation in loading and also boundary conditions. Often quite considerable difficulties arise when it is attempted to meet the actual boundary conditions. Up till now the EMPA has made an effort to do justice to these projects and in doing so to provide a useful contribution to the further development and improvement of the prestress systems. The testing facilities which are now available enable a very flexible testing laboratory to be formed. In the future it will be fully endeavoured to promote technical developments in this area. This will be done through continued activity with experimental investigations. Also research work and work concerned with the design codes will be supported.

References (see German part of this Article)

Adresse des Verfassers: Dr. M. Ladner, Chef der Abtlg. Massivbau, Ueberlandstr. 129, 8600 Dübendorf.

## Die Rolle des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) in der Entwicklung des Spannbetons

Von Aldo Cogliatti, Zürich

### Bindeglied zwischen Behörden, Hochschulen und Baupraxis

Ein nachhaltiger, positiver Einfluss eines Berufsvereins auf die Entwicklung der Konstruktionen ist nicht allein vom Wissen und Können der Ingenieure abhängig, sondern in hohem Masse auch von der politischen Struktur und den Traditionen eines Landes.

Unser liberales Staatswesen mit seiner *betont föderalistischen, direkten Demokratie* überträgt Regierung und Verwaltung ein Minimum an Aufgaben. Das war früher noch ausgeprägter, gilt aber, im Vergleich zu allen andern Ländern, auch heute noch. Stark und lebendig blieb deshalb der Einfluss der ganzen Bevölkerung auf die Politik, und weite Kreise nehmen Anteil an den Problemen der Volkswirtschaft.

Gewiss sind auch *Nachteile* mit dieser Tradition verknüpft, z.B. die Möglichkeit, dringende Entscheidungen erheblich, ja sogar mutwillig zu verzögern. Die *Vorteile*, bewiesen durch unsere andauernde Gesamtstabilität, überwiegen aber bei weitem. Sie gehören zu den wesentlichen Voraussetzungen zur Steigerung der Lebensqualität für alle.

So ist es traditionell auch in der Schweiz selbstverständlich, dass *privatrechtlich organisierte Stellen* anspruchsvolle und permanente Aufgaben im Bereich der *angewandten Forschung* übernehmen. Der SIA betreut seit mehr als 100 Jahren das schweizerische *Normenwerk* für die Baukonstruktionen und die Zusammenarbeit im Bauwesen. In dieser Rolle verstehen wir uns als eigentliches Bindeglied zwischen Behörden, Hochschulen und Bauwirtschaft.

### Verantwortliche Instanz für die Normen der Baukonstruktionen

Ergebnisse der Grundlagen-Forschung – seien sie struktureller oder materialtechnischer Natur – sind selten direkt nutzbar für den Planungs- und Bauprozess. Ihre Verarbeitung zu konzentrierten Richtlinien, zu eigentlichen «Regeln der Baukunst», stellt immer höhere Anforderungen. Das Normenwerk à jour zu halten erfordert heute eine permanente, aber flexible Organisation.

Die wesentliche Arbeit leisten unsere Fachleute in den entsprechenden *Kommissionen*. Dabei werden nur die Basisentwürfe honoriert, nicht aber die ganze Kommissionsarbeit.

10 Prozent aller Vereinsmitglieder, über 800 Ingenieure und Architekten, arbeiten in irgendeiner Form und Funktion vollständig ehrenamtlich mit. Die Zusammenarbeit von Professoren, Chefbeamten, Consultants und Unternehmern wird als wertvoll und von vielen als eine wesentliche Bereicherung, nicht zuletzt in menschlicher Hinsicht, empfunden.

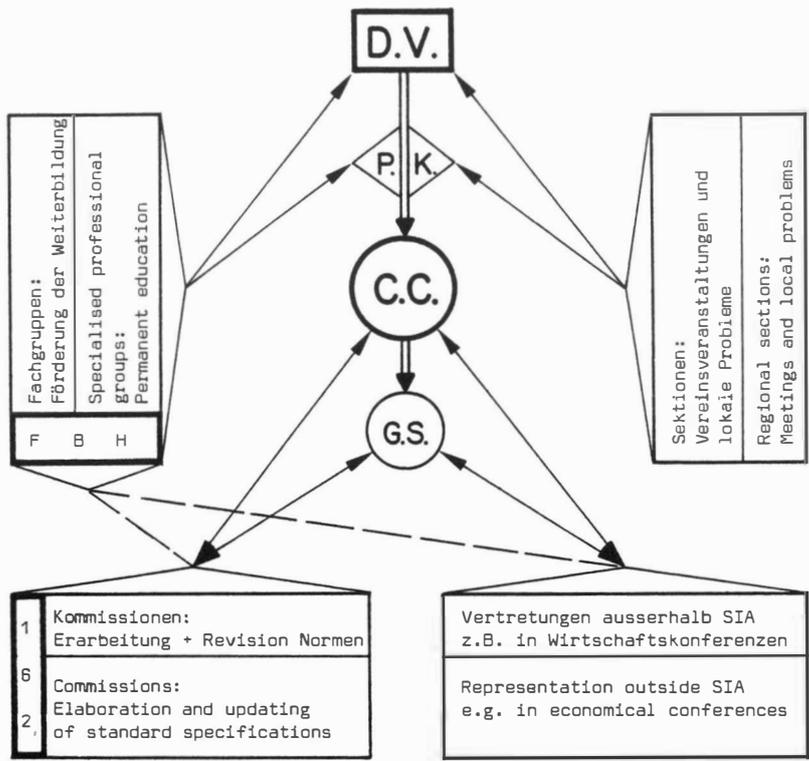
Wir unterscheiden *verschiedene Stufen der Verbindlichkeit im technischen Normenwerk: Empfehlungen, Richtlinien und eigentliche Normen*. Ein besonderes Verfahren regelt die Wege der Vernehmlassung und Genehmigung. Etliche Normen sind von Behörden oder Bundesbahnen allgemein verbindlich erklärt worden. Dies sind insbesondere die Vorschriften für die Tragwerksicherheiten und alle Ingenieurkonstruktionen. Sie sind immer Grundlage der entsprechenden Verträge. Im Prozess dienen sie dem Richter, den Stand der Bautechnik zu interpretieren.

Während sich *Kommissionen* spezifisch mit *Erarbeitung und Erneuerung* des Normenwerks befassen, ist die *administrative Begleitung* Sache des *Generalsekretariates* und die *Genehmigung* Angelegenheit der *Zentralinstanzen* des Vereins. Die *Verbreitung in die Baupraxis* als Teil der *Weiterbildung* hingegen ist Sache der *Fachgruppen* (vergl. Organisationschema). In Tagungen oder Kursen werden die neuen Texte vorgestellt und diskutiert. Im internationalen Bereich sorgen Delegationen unserer Fachgruppen für den Austausch der Erfahrungen. Die FBH (Fachgruppe für Brücken- und Hochbau) vertritt traditionsgemäß die Bauingenieure an den internationalen Kongressen der Konstrukteure, insbesondere auch für den Spannbeton.

### Der Spannbeton im Normenwerk

Der SIA nimmt also über das Normenwerk sehr direkt Einfluss auf die Entwicklung der Bauwerke und trägt auch eine entsprechende Verantwortung. Wir können das nur deshalb mit gutem Gewissen, weil der Konsens der Normen von den führenden Fachleuten selbst erarbeitet und bei Behörden, Schulen und Wirtschaft breit abgestützt ist.

Das gilt insbesondere auch für den Spannbeton. Die zuständigen Dozenten der ETH, die Ressortchefs der Ma-



D.V.	Delegiertenversammlung Assembly of Delegates	:	Wichtige Entscheide, Statuten Important decisions, by-laws
P.K.	Präsidentenkonferenz Conference of presidents	:	Beratende Funktionen advisory rôle
C.C.	Central-Comité Central Committee	:	Führung des Vereins und Repräsentation gegen aussen Lead of organisation, Representation
G.S.	Generalsekretariat Office of the general secretary	:	Ausführung der Beschlüsse, Koordination Execution of decisions, Coordination
<b>FBH</b>	Fachgruppe für Brücken- Hochbau Specialised group for bridges and building structures (structural engineering)		Repräsentiert die Konstrukteure in der IVBH, Kontakt mit 162 Representation of Swiss structural engineers in IVBH close contacts to commission 162.
<b>162</b>	Kommission 162 Commission für specifications No 162		Verantwortlich für Eisenbeton- und Spannbetonnormen responsible for standard specifications concerning reinforced and prestressed concrete.

Organisation SIA

terialprüfungsanstalt, verantwortliche und beruflich ausgewiesene Chefbeamte, Consultants und Obergeringieure des Brückenbaus sowie Spezialisten der Kabelfabrikation arbeiten eng zusammen.

Herausgewachsen aus der *Norm für Beton- und Eisenbetonkonstruktionen* wurden die Bestimmungen über Spannbeton sukzessive integriert und in der Entwicklung ergänzt durch *Richtlinien für Leichtbeton und teilweise vorgespannten Beton*. Die Auffassung, dass letztlich alle Übergänge in bezug auf den Vorspanngrad und die Zusammensetzung des Betons als Ganzes betrachtet werden sollen, hat sich inzwischen durchgesetzt. Deshalb wurden kürzlich die Arbeiten für eine *integrierte* Norm aufgenommen. Parallel dazu wird eine breitere Sicherheitsphilosophie entwickelt, die dann als «Dachnorm» für alle Baustoffe angewandt werden soll.

**Grundsätzliches zur Gestaltung der Normen**

Es war bis heute immer unser Grundsatz, das Normenwerk so zu gestalten, dass die Texte weder zu knapp gehalten noch zu breit ausgewalzt werden. Normen, als Leitlinien der Konstruktion, sollen sich als *konzentriertes Hilfsmittel an den versierten Fachmann* wenden und nicht als Lehrbuch an den Laien. Trotz der Entwicklung zu immer komplexeren Strukturen und Kombinationen verschiedenster Baustoffe möchten wir den Bereich der eigenen Verantwortlichkeit des Konstrukteurs nicht unnötig einschränken. Seine Arbeit soll nicht verkümmern, weil kleinliche Rezeptbücher jede Entwicklung blockieren.

Für diesen Standpunkt wollen wir auch international eintreten in der Überzeugung, damit auch der Weiterentwicklung des Spannbetons einen guten Dienst zu leisten.

# The role of the Swiss Association of Engineers and Architects (SIA) in the development of prestressed concrete

## Connecting link between authorities, the Federal Institutes of Technology and the construction world

An enduring, positive influence of a professional association on the development of structures depends not only on the engineers' training and know-how, but also to a great extent on the political traditions of the country.

Our highly *decentralized, direct democracy* delegates a minimum of tasks to government and administration. In comparison to other countries this still holds today, in spite of the changes in the last decades. The influence of our entire population on politics has therefore remained strong and lively and large groups take part in the problems of our economy. To be sure, no political tradition exists without drawbacks; in our country e.g. the possibility of delaying urgent decisions considerably, even maliciously.

The *advantages*, however, proven by our lasting political and economical stability, predominate by far. They help to constitute a solid basis for the improvement of the quality of life for everybody. Consequently it is also viewed as a matter of course, that private organisations undertake demanding and permanent tasks in the field of applied research.

For over 100 years, our SIA has been taking care of the *Swiss Standard Specifications* and the *coordination in the construction disciplines*. In this rôle we consider ourselves to be the actual *connecting link between authorities, the federal institutes of technology, the consulting practice and the construction industry*.

## Responsible instance for the standard structural specifications

Results of basic research, whether in the theory of structures or in material technology, can rarely be put directly to use for the planning and construction process. It becomes an ever more demanding task to incorporate these results into concentrated guidelines, into actual "rules of the art of building". Keeping these *Standard Specifications* up to date is a job that calls for a permanent but flexible organisation.

The essential work is done by our best experts in the corresponding *commissions*. Only the basic papers are paid for, not the actual work in the commissions. Over 800 engineers and architects, comprising 10% of all members of the association, work in one form or another entirely without compensation. The collaboration of professors, top government officials, consultants and contractors is felt to be valuable, and by many, to be a considerable enrichment, and not just in a technical sense alone.

We distinguish between different levels of compulsion in the Standards: *recommendations, guidelines and actual Standard Specifications*. A special procedure regulates hearings and approval. Certain Standards get declared as legally binding by the government or the federal railways; this applies in particular to the rules pertaining to the safety of structures and to all engineered construction. They are a basis for contracts and make it possible, even in litigation, to interpret the level of construction technology.

Whereas the *commissions* are specifically entrusted with *working out and renewing* the Standards, the *office of the General Secretary* is responsible for coordination and for seeing through the *administrative end*, while the *central instances* are responsible for the

*approval*. The *dissemination into the construction industry*, as part of *continuing education*, is the concern of the *specialised groups*, (Cf. organisation diagram). The new texts are presented at conferences or courses. At the international level, our specialised groups strive for the mutual exchange of information. The specialised Group for Bridge and Structural Engineering (FBH) traditionally represents the structural engineers at the international congresses, particularly for prestressed concrete as well.

## The place of prestressed concrete in the standards

Thus the SIA has a very direct influence on the development of structures, and bears a corresponding responsibility. We can keep a clear conscience in doing so only because of the fact that the consensus of the Standards is worked out by the leading experts themselves and enjoys the broad support of government, education and industry.

The above applies particularly to prestressed concrete as well. The competent faculty members of the Swiss Federal Institute, responsible and professionally qualified top-level government officials, consultants and chief bridge engineers as well as specialists from the field of tendon manufacture work closely together.

As an outgrowth of the standards for *concrete and reinforced-concrete structures*, the regulations regarding prestressed concrete were successively integrated and in the course of development, supplemented with *guidelines for light-weight concrete and for partial prestressing*. In the meantime, the point of view has prevailed that in the last analysis, all intermediate fields regarding the degree of prestressing and the composition of the concrete should be regarded as a whole. For this reason, work on *integrated Standards* has been taken up in Switzerland recently.

At the same time, a broader safety philosophy is being developed which should be used as a "blanket Standard" for all structural materials.

## Fundamentals on the designing of standards

Up to now it has always been our principle to draw up the Standards in such a way that the texts are neither kept too brief nor expanded too greatly at length. Standards as a guideline for construction should always be addressed to *the competent professional as a concentrated aid* and not to the layman as an instruction manual. In spite of the development of ever more complex structures and combinations of the most varied structural materials, we do not wish to restrict unduly the field of the structural designer's own responsibility. His work should not wither just because petty bureaucratic regulations stand in the way of every development.

We will gladly go to bat for this point of view, even in the European theatre, convinced that we are thereby rendering good service to the further development of prestressed concrete.

Adresse des Verfassers: A. Cogliatti, dipl. Ing. ETH, Präsident des SIA 1971-1977, Altdorfer, Cogliatti + Schellenberg AG, Gubelstr. 28, 8050 Zürich.

# Langzeitmessungen an Spannbetonbrücken

Von Max Birkenmaier, Hansuli Nil und Hans Rudolf Siegwart, Zürich

Die in einer Spannbetonkonstruktion mittels Spanngliedern (Spannkabeln) eingetragenen Vorspannkraften bauen sich im Laufe der Zeit zu einem Teil wieder ab. Ursache dieser Spannkraftverluste sind die durch Kriechen und Schwinden bewirkten Verformungen des Betons *und* die durch das Kriechen der hochbeanspruchten Stahldrähte verursachte Relaxation der Stahldrähte. Bei diesem Abbau der Spannkraften handelt es sich um *Langzeitvorgänge*, die erst nach Jahren ganz zum Abschluss kommen.

Für die Bemessung einer Spannbetonkonstruktion ist es wichtig, die zu erwartenden Spannkraftverluste zutreffend vorausbestimmen zu können. Man verfügt heute über Unterlagen, die es erlauben, die langfristig zu erwartenden Schwind- und Kriechverformungen des Betons zuverlässig vorauszusagen. Die Verluste aus Stahlrelaxation werden meist durch Extrapolation von Ergebnissen aus Versuchen begrenzter Dauer (1000 bis 5000 Std.) abgeschätzt.

Die Frage, wie weit die aufgrund der einzelnen Einflüsse – Schwinden, Kriechen und Stahlrelaxation – rechnerisch ermittelten Spannkraftverluste mit den tatsächlich im Bauwerk vorhandenen Kraftverlusten übereinstimmen, kann nur aufgrund von Langzeitmessungen beantwortet werden. Im folgenden soll über *langdauernde Kraftmessungen an Spanngliedern* berichtet werden.

## Zugdynamometer

Für die über sehr lange Zeiträume zu gewährleistende, genaue Messung der hohen im Spannglied vorhandenen Zugkräfte wurden Spezialdynamometer entwickelt. Auf Bild 1 ist ein solches Dynamometer neuerer Bauart für eine Messlast von 250 Mp (2450 kN) dargestellt. An der Einbaustelle des Dynamometers ist das BBRV-Spannglied mit Endankern versehen. Durch Kupplungshülsen werden die Spanngliedenden kraftschlüssig mit dem Dynamometer verbunden. Auf Bild 2 ist gezeigt, wie ein angebautes Dynamometer in einem einseitig offenen Abschalkasten aus Blech liegt und wie der letzte mit dem Hüllrohr des Spanngliedes verbunden ist. Die Länge des Abschalkastens ist so gewählt, dass die beim Vorspannen eintretende Bewegung des Dynamometers nicht behindert wird. Das mit dem Dynamometer versehene Spannglied muss so angeordnet sein (z. B. Innenseite eines Trägersteiges), dass die Messuhr stets zugänglich bleibt. Der Abschalkasten wird, wie Bild 3 zeigt, nach dem Vorspannen mit einem Abschlussdeckel versehen. Im Anschluss daran wird das Spannglied in üblicher Art durchgehend mit Zementmörtel verpresst. Damit Kraftänderungen störungsfrei zum Dynamometer gelangen können, ist das Drahtbündel auf einer Strecke von rund 4,5 m mit Bitumen getränkt und mit einem Band umhüllt, wodurch auf dieser Strecke ein Verbund verhindert wird.

Die Kraft am Dynamometer wird durch Messung der Verformung an einem zylindrischen Messkörper aus hochwertigem Vergütungsstahl ermittelt. Die Beanspruchungen im Messkörper sind klein gehalten, damit keine störenden Kriechverformungen auftreten können. Die durch die Zugkräfte bewirkten Verformungen werden durch ein mechanisches System auf die Messuhr übertragen. Diese Einrichtung ist unempfindlich gegen äussere Einflüsse, erlaubt das Ablesen von äusserst kleinen Dehnungsänderungen und garantiert zudem die Erhaltung der Nullpunktmessung. Mit den an der Messuhr abgelesenen Verformungen des Messkörpers kann die im Spannglied vorhandene Kraft zuverlässig angegeben werden, wobei eine Messgenauigkeit von  $\pm 1\%$  dauernd gewährleistet ist.

## Spannbetonbrücken

Auf Bild 4, Bild 5 und Bild 6 sind in Längsansicht und im Querschnitt die Brücken dargestellt, bei denen jeweils in einem Spannglied Zugdynamometer eingebaut wurden.

### Weinlandbrücke in Andelfingen (Kanton Zürich)

Bauherr: Direktion der öffentlichen Bauten des Kantons Zürich.

Projektverfasser: Ingenieurbureau Hans Eichenberger, Zürich.

Durchlaufträger über vier Felder mit den Spannweiten 66,0 – 88,0 – 76,0 – 57,0 m.

Herstellung in drei Etappen mit zwei Kupplungsstellen.

Einbau von einem Dynamometer in einem Spannglied BBRV 42  $\varnothing$  6 mm,  $V_{\sigma} = 125$  Mp (siehe Bild 5).

Brücke vollendet im Mai 1958.

### Monbijou-Brücke, Bern

Bauherr: Baudirektion I der Stadt Bern.

Projektverfasser: Ingenieurbureau Hartenbach und Wenger, Bern.

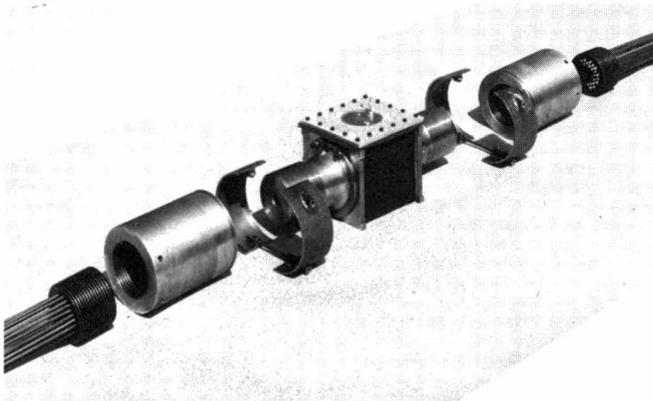


Bild 1. Dynamometer Typ Proceq-Wirth ED 250 mit Spannglied BBRV 55  $\varnothing$  7 mm  
Dynamometer Type Proceq-Wirth ED 250 with 55  $\varnothing$  7 mm BBRV tendon

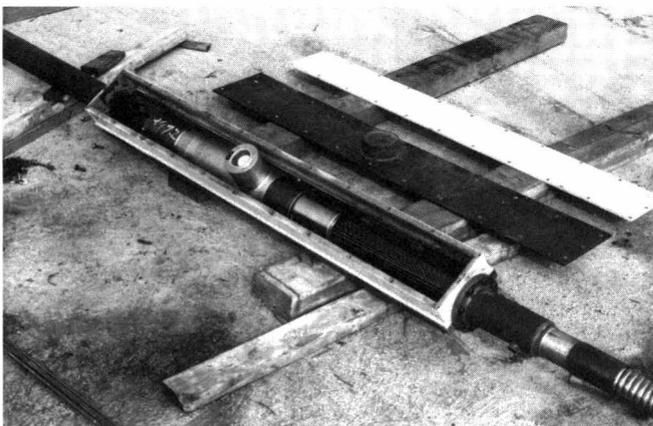


Bild 2. Spannglied mit Dynamometer Typ Proceq-Schmidt ED 250 bereit zum Verlegen  
Tendon with Dynamometer Type Proceq-Schmidt ED 250 ready for placing in position

Durchlaufender Hohlkastenträger über vier Felder mit den Spannweiten 82 – 86 – 86 – 82 m.

Herstellung in zwei Längshälften.

Einbau von vier Dynamometern in einem auf die ganze Brückenlänge durchgehenden Spannglied BBRV 55  $\varnothing$  7 mm,  $V_0 = 235$  Mp (siehe Bild 6a).

Brücke vollendet im September 1962.

### Brücke über die Versoix bei Genf

Bauherr: Département des Travaux Publics Genf.

Projektverfasser: Ingenieurbureau P. Tremblet, Genf.

Durchlaufträger über sechs Felder mit den Spannweiten 37,0 – 4  $\times$  57,5 – 37,0 m.

Herstellung in einer Bauetappe.

Einbau von zwei Dynamometern in einem Spannglied BBRV 55  $\varnothing$  7 mm,  $V_0 = 239$  Mp (siehe Bild 5).

Brücke vollendet im August 1962.

### Brücke über das Aabachtal bei Lenzburg (Kanton Aargau)

Bauherr: Kantonales Tiefbauamt Aarau.

Projektverfasser: Ingenieurbureau Rothpletz, Lienhard & Cie AG, Aarau/Bern.

Durchlaufender Hohlkastenträger über neun Felder mit Spannweiten von 33,0 – 36,0 – 4  $\times$  48,0 – 33,0 – 29,0 m.

Herstellung in sechs Bauabschnitten. Jeder Hohlkasten wurde vorerst für sich in je drei Etappen ausgeführt, so dass zwei Kupplungsstellen notwendig waren.

Einbau von drei Dynamometern in einem Spannglied BBRV 55  $\varnothing$  7 mm,  $V_0 = 241$  Mp (siehe Bild 4).

Brücke vollendet im Herbst 1965.

### Sihlhochstrasse der N3 in Zürich. Brücke Brunau Nord

Bauherr: Direktion der öffentlichen Bauten des Kantons Zürich.

Projektverfasser: Ingenieurbureau Schalcher & Partner und H. Eichenberger AG, Zürich.

Durchlaufender Hohlkastenträger über acht Felder mit den Spannweiten 32,3 – 43,0 – 50,0 – 50,0 – 52,0 – 54,5 – 42,4 – 42,4 m.

Herstellung in Bauetappen mit vier Kupplungsstellen.

Einbau von zwei Dynamometern in einem Spannglied BBRV 55  $\varnothing$  7 mm,  $V_0 = 250$  Mp (siehe Bild 4).

Brücke vollendet im Mai 1971.

### Messergebnisse

In Bild 6 sind die Ergebnisse der langjährigen Messungen an der *Monbijou-Brücke* in Bern dargestellt. Gemäss Bild 6a sind an einem auf die ganze Brückenlänge durchgehenden Spannglied vier Zugdynamometer eingebaut. In Bild 6b sind die im Zeitpunkt des Vorspannens festgestellten Zugkräfte bzw. Stahlspannungen an der Spannstelle und an den vier Dynamometern eingetragen. Die Verbindung dieser Messpunkte ergibt den durch Reibungsbehinderung bedingten Verlauf der eingetragenen Vorspannkraft. Nach der Injektion der Spannglieder wurden die vier Dynamometer anfänglich in kürzeren Zeitabständen, später alle zwei Jahre abgelesen. Um einen unerwünschten Temperatureinfluss auszuschalten, wurden die späteren Ablesungen immer bei der gleichen Betontemperatur im Spätherbst vorgenommen. Im Bild 6c sind für jeden Dynamometer die im Zeitraum von 15 Jahren festgestellten Messwerte für die Stahlspannungen eingetragen.

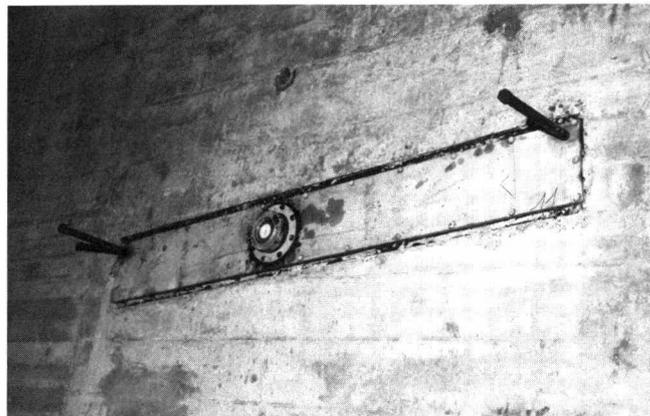


Bild 3. Dynamometer-Messstelle  
Dynamometer measurement location

Die durch diese Punkte gelegten Kurven zeigen den für abklingende Langzeitvorgänge typischen Verlauf.

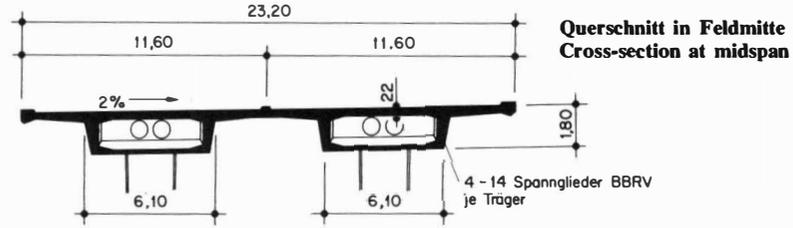
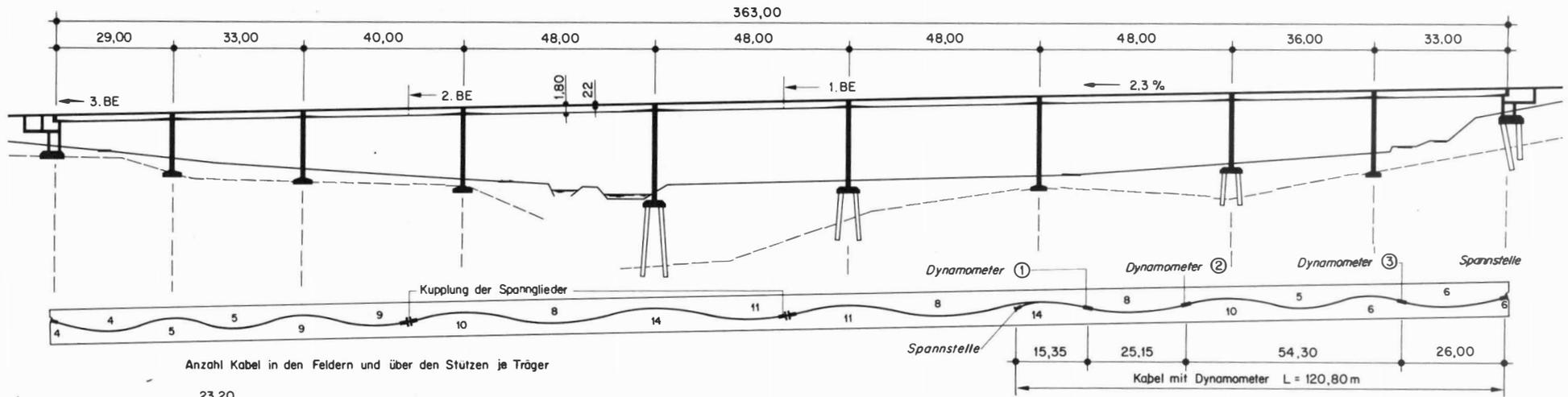
In Bild 6b sind die Stahlspannungen (Spannkräfte) unmittelbar nach dem Vorspannen am 20. 11. 1961 sowie 15 Jahre später, am 17. 11. 1976, aufgetragen. In diesem Zeitraum sind je nach der Grösse der anfänglichen Stahlspannung Spannungsverluste zwischen 13,8 bis 9,5% eingetreten.

Im Bild 7 sind die Messergebnisse an sämtlichen fünf Spannbetonbrücken zusammenfassend dargestellt. Die für einen Zeitpunkt angegebenen Stahlspannungen sind aus den durch die Messpunkte gelegten Kurven analog Bild 6c herausgelesen worden. Ein Vergleich der Zahlenwerte zeigt, dass für gleich grosse Anfangsspannungen ( $t = 0$ ) sehr ähnliche Spannungsverluste eingetreten sind.

### Ergänzungsversuche

Um praktische Hinweise über langzeitliche Relaxationsverluste in einem aus mehreren Drähten bestehenden Spannglied zu erhalten, wurde die in Bild 8 und 9 dargestellte Versuchseinrichtung verwendet. In einem Stahlrahmen von 2,57 m Länge ist ein BBRV-Spannglied 8  $\varnothing$  6 mm eingebaut und mittels Zugspindel auf ein Dynamometer (Proceq-Schmidt) abgestützt. Die Abmessung des Stahlrahmens ist so gewählt, dass unter der eingetragenen Vorspannkraft nur geringe Beanspruchungen auftreten. Die durch BBRV-Stauchköpfe an den Ankerköpfen befestigten Stahldrähte sind unverschieblich mit dem Stahlrahmen verbunden. Somit sind hier die Voraussetzungen für einen Relaxationsversuch – Messung des Abbaues der Spannungen bei unverschieblich festgehaltener Länge des gespannten Stahldrahtes – sehr gut erfüllt.

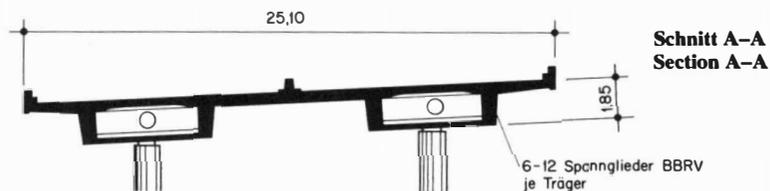
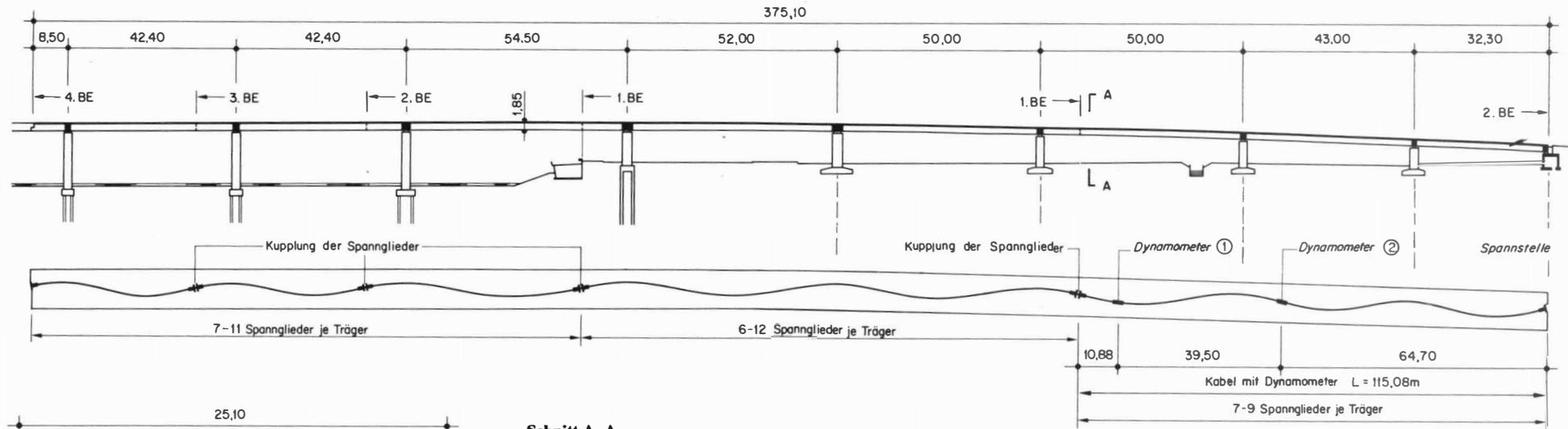
Am 22. Januar 1959 wurde ein Spannglied 8  $\varnothing$  6 mm mit einer Kraft von 24,33 Mp auf  $0,69 \beta_z = 110,1$  kp/mm<sup>2</sup> vorgespannt und von diesem Zeitpunkt an die Kraft am Dynamometer periodisch abgelesen. In Bild 10 sind die wichtigsten Angaben über Versuchsanordnung und Messergebnisse eingetragen. Am 18. Mai 1977, d. h. nach einer Versuchsdauer von 18 Jahren, ist am Dynamometer eine Kraft von 22,785 Mp, d. h. eine Stahlspannung von 103,1 kp/mm<sup>2</sup>, abgelesen worden. Somit war ein Spannungsverlust von  $110,1 - 103,1 = 7,0$  kp/mm<sup>2</sup> oder 6,4% eingetreten. Zur Kontrolle wurde am linksseitigen Spanngliedende eine Zugspindel im Ankerkopf eingeschraubt und unter Zwischenschaltung eines genau geeichten Dynamometers eine Spannpresse eingesetzt. Dann wurde die Kraft in die Zugspindel so lange gesteigert, bis auf der Gegenseite am Zeiger des alten Dynamometers ein kleiner Ausschlag festzustellen war. Die Ablesung am geeichten neuen Dynamometer ergab eine Stahlspannung von 105,4 kp/mm<sup>2</sup>.



**Bild 4 (oben). Brücke über das Aabachtobel bei Lenzburg**  
**Bridge across the Aabach Valley near Lenzburg**

Baujahre 1962-1965  
 Construction 1962-1965

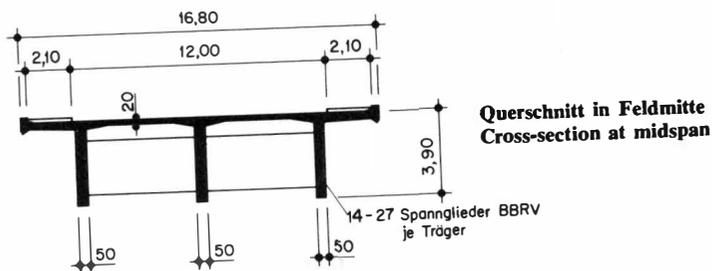
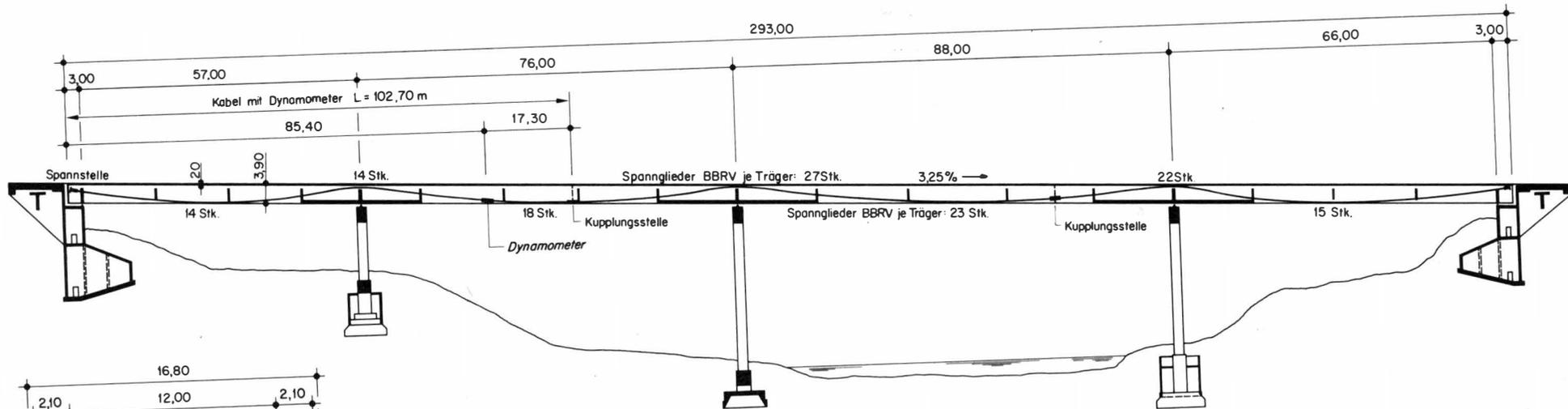
Spannglieder BBRV 55φ7 mm  $V_o = 240$  Mp  
 55φ7 mm BBRV tendons  $V_o = 240$  Mp



**Bild 4b (unten). Sihlhochstrasse der N 3 in Zürich, Brücke Brunau Nord**  
**Sihlhochstrasse on the N 3 motorway in Zurich, Brunau North Bridge**

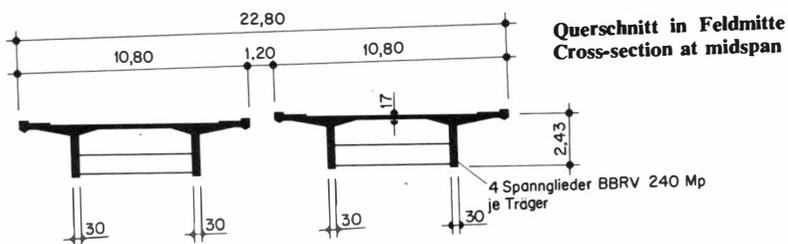
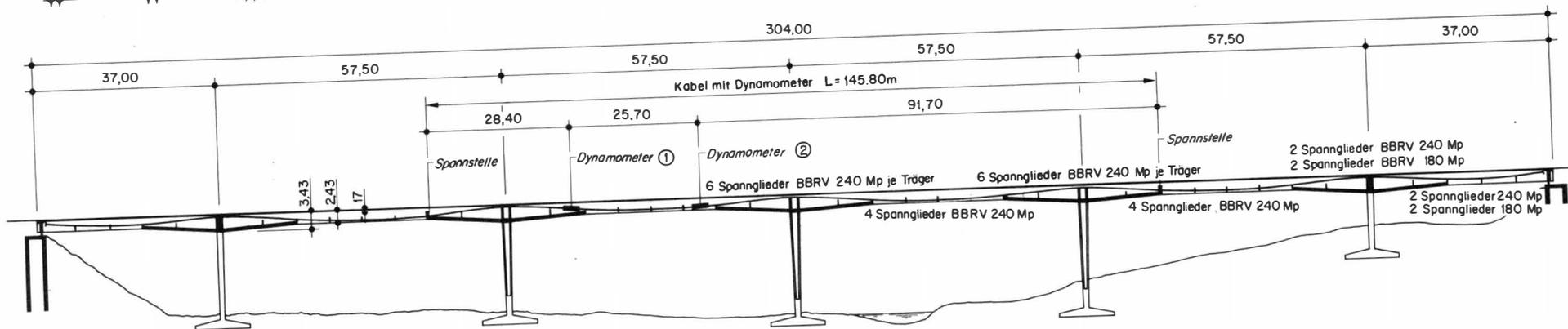
Baujahre 1968-1971  
 Construction 1968-1971

55φ7 mm BBRV tendons  $V_o = 240$  Mp  
 60φ7 mm  $V_o = 260$  Mp  
 Spannglieder BBRV 55φ7 mm  $V_o = 240$  Mp  
 60φ7 mm BBRV tendons  $V_o = 260$  Mp



**Bild 5 (oben). Weinlandbrücke Andelfingen**  
**Weinlandbridge Andelfingen**  
 Baujahre 1955-1958  
 Construction 1955-1958

Spannglieder BBRV 22 $\phi$ 6 mm  $V_o = 125$  Mp  
 22 $\phi$ 6 mm BBRV tendons  $V_o = 125$  Mp



**Bild 5 (unten). Brücke über die Versoix bei Genf**  
**Bridge across the River Versoix, Geneva**  
 Baujahre 1960-1962  
 Construction 1960-1962

Spannglieder BBRV 55 $\phi$ 7 mm  $V_o = 240$  Mp  
 55 $\phi$ 7 mm BBRV tendons  $V_o = 240$  Mp

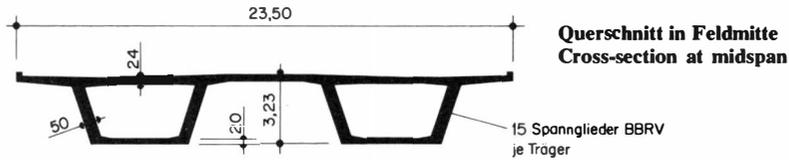
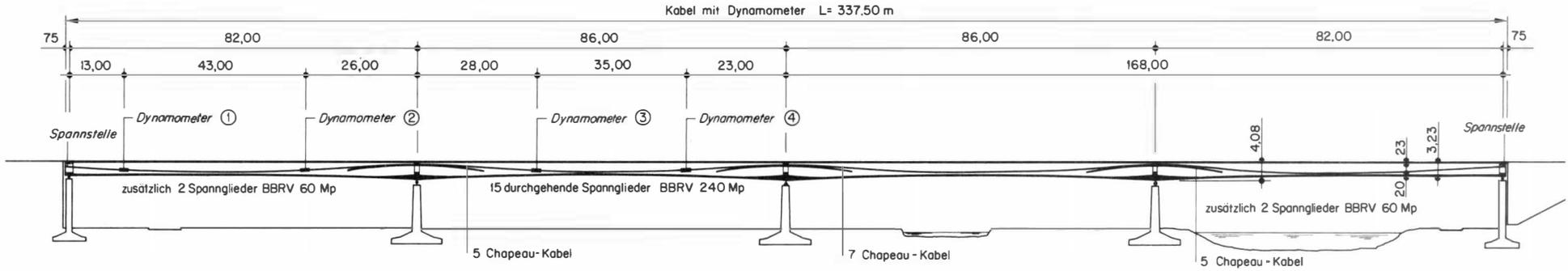


Bild 6a. Dynamometermessungen an der Monbijou-Brücke in Bern  
Dynamometer measurements on the Monbijou Bridge in Berne

Baujahre 1960–1962

Construction 1960–1962

Spannglieder BBRV 55φ7 mm  $V_0 = 240$  Mp

55φ7 mm BBRV tendons  $V_0 = 240$  Mp

Bild 6b (unten, links) – Bild 6c (rechts, unten)

Bild 6b

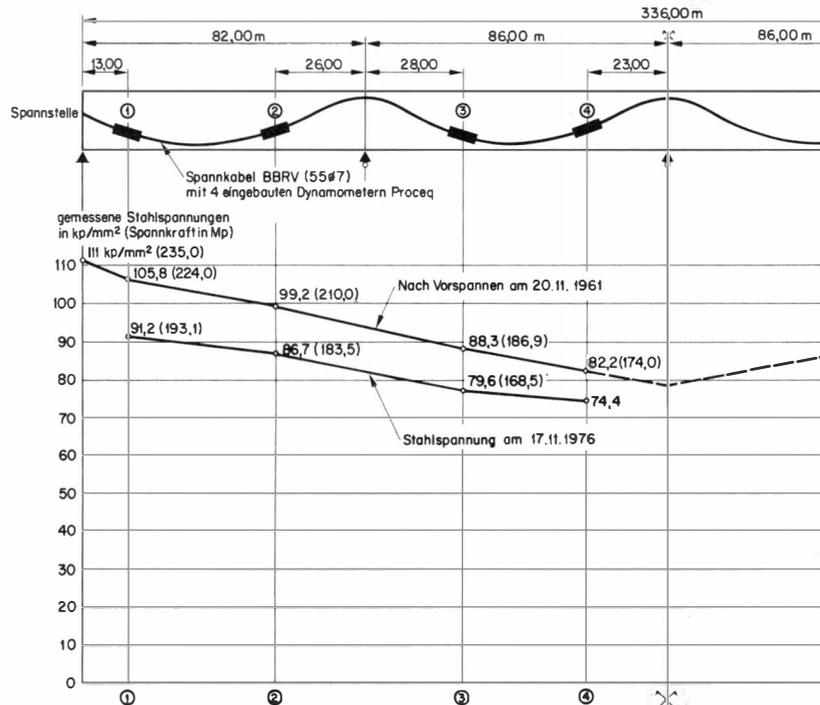
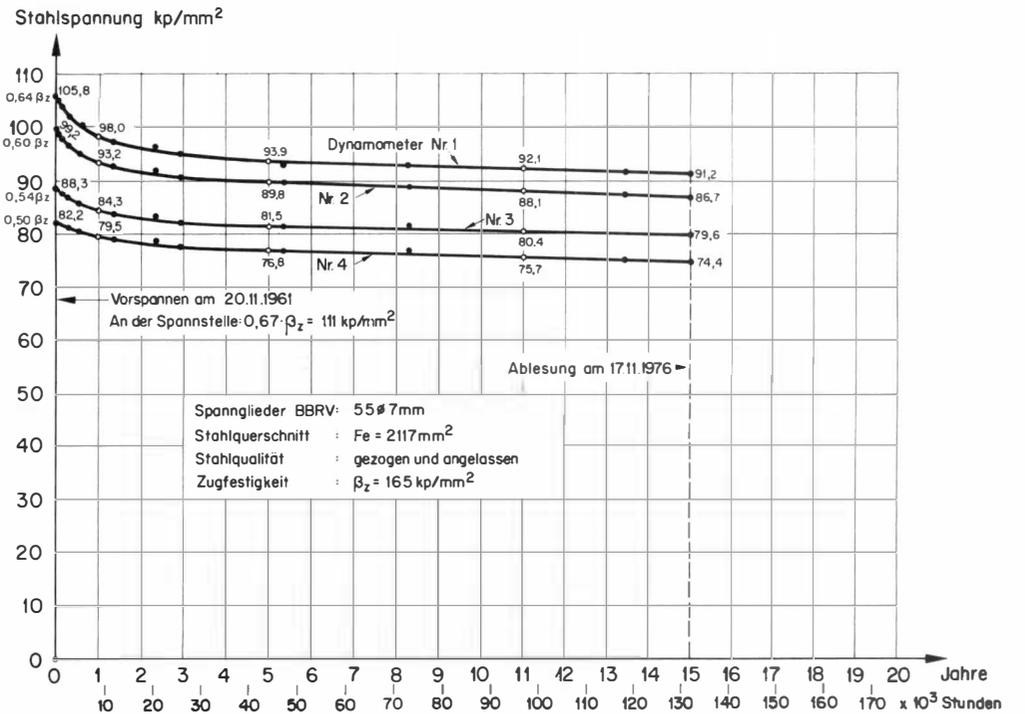


Bild 6c



		im Zeitpunkt t gemessene Stahlspannungen $\sigma_{St} = P_t / F_{St}$ 1)					
		t = 0 kp/mm <sup>2</sup>	t = 1 Jahr kp/mm <sup>2</sup>	t = 5 Jahre kp/mm <sup>2</sup>	t = 10 Jahre kp/mm <sup>2</sup>	t = 15 Jahre kp/mm <sup>2</sup>	t = 20 Jahre kp/mm <sup>2</sup>
<b>Weinlandbrücke Andelfingen</b>							
Spannglied	42 Ø 6 mm						
Stahlquerschnitt $F_{St}$	1188 mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ an der Spannstelle	105,0				
Spannstahl $\sigma_{0,2}/\beta_z$	140/160 kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter	70,4	69,5	67,0	66,0	65,8
							65,7
<b>Monbijou-Brücke, Bern</b>							
Spannglied	55 Ø 7 mm	$\sigma_{St}$ an der Spannstelle	111,0				
Stahlquerschnitt $F_{St}$	2117 mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter 1	105,8	98,0	93,9	92,1	91,2
Spannstahl $\sigma_{0,2}/\beta_z$	145/165 kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter 2	99,2	93,2	89,9	88,1	86,7
		$\sigma_{St}$ am Dynamameter 3	88,3	84,3	81,5	80,4	79,6
		$\sigma_{St}$ am Dynamameter 4	82,2	79,5	76,8	75,7	74,4
<b>Brücke über die Versoix bei Genf</b>							
Spannglied	55 Ø 7 mm	$\sigma_{St}$ an der Spannstelle	113,0				
Stahlquerschnitt $F_{St}$	2117 mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter	104,4	95,3	92,5	91,0	90,0
Spannstahl $\sigma_{0,2}/\beta_z$	145/165 kp/mm <sup>2</sup>						
<b>Brücke über das Aabachtal bei Lenzburg</b>							
Spannglied	55 Ø 7 mm	$\sigma_{St}$ an der Spannstelle	113,8				
Stahlquerschnitt $F_{St}$	2117 mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter 1	104,9	93,7	90,0		
Spannstahl $\sigma_{0,2}/\beta_z$	145/165 kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter 2	97,3	89,2	87,4	86,9	
		$\sigma_{St}$ am Dynamameter 3	107,1	96,1	94,3	93,5	
<b>Sihlhochstrasse der N3 in Zürich Brücke Brunau Nord</b>							
Spannglied	55 Ø 7 mm	$\sigma_{St}$ an der Spannstelle	118,0				
Stahlquerschnitt $F_{St}$	2117 mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter 1	85,9	82,0	80,0		
Spannstahl $\sigma_{0,2}/\beta_z$	150/170 kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{St}$ am Dynamameter 2	97,3	92,0	89,1		

1) Zeitpunkt t=0 dh. unmittelbar nach dem Varspannen des Spanngliedes

Bild 7. Messergebnisse  
Summary of measurements

Diese Kontrolle zeigte somit, dass das seit 18 Jahren eingebaute Dynamometer noch gut funktionierte und dass eine Messgenauigkeit von 1-2% noch vorhanden war.

Bild 10 zeigt deutlich, dass bei den hier verwendeten, nicht angelassenen Spannstählen, die Spannung anfänglich rasch abfällt, aber schon nach 2-3 Jahren einen praktisch konstant bleibenden Wert erreicht. Bei den heute üblichen angelassenen oder stabilisierten Spannbetondrähten sind die anfänglichen Relaxationsverluste bedeutend geringer, dafür wird ein konstantes Spannungsniveau erst nach längerer Zeit erreicht.

### Berechnete und gemessene Spannungsverluste

Von besonderem Interesse ist der Vergleich zwischen den rechnerisch ermittelten und den gemessenen Spannkraftverlusten. Ein solcher Vergleich soll nachfolgend in den vier Dynamometer-Querschnitten der Monbijou-Brücke (Bild 6) durchgeführt werden. Die Berechnung der Spannungsverluste  $\Delta\sigma_{ST,S+K+R}$  infolge Schwinden, Kriechen und Relaxation erfolgt mit der bekannten Näherungsformel:

$$\Delta\sigma_{ST,S+K+R} = \frac{\varepsilon_{bs}(t, t_0) E_{ST} + \Delta\sigma_{ST,R} + n \cdot \varphi(t, t_0) [\sigma_{bg,0} + \sigma_{bv,0}]}{1 - n \cdot \frac{\sigma_{bv,0}}{\sigma_{ST,0}} \left[ 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0) \right]}$$

Dabei sind:

$E_b$  bzw.  $E_{ST}$  = Elastizitätsmodul des Betons bzw. des Stahls

$n = \frac{E_{ST}}{E_b}$

$\varphi(t, t_0)$  = Kriechzahl für Zeitintervall von  $t_0$  bis  $t$

$\varepsilon_{bs}(t, t_0)$  = Schwindmass für Zeitintervall von  $t_0$  bis  $t$

$\sigma_{bg,0}$  bzw.  $\sigma_{bv,0}$  = Betonspannungen in der Höhe des Spannstahls zur Zeit  $t_0$  infolge Dauerlasten  $g$  bzw. infolge Vorspannung  $V_0$  allein

$\sigma_{ST,0}$  = Spannung im Spannstahl zur Zeit  $t_0$

$\Delta\sigma_{ST,R}$  = Stahlrelaxation

Bei der Herleitung dieser Formel wird die Kriechverformung mit dem Mittelwert aus Anfangs- und Endwert der Betonspannung bestimmt. Weiter ist vorausgesetzt, dass die Spannstähle  $F_{ST}$  in einem Strang im Querschnitt zusammengefasst sind. Zugspannungen sind mit positiven Vorzeichen einzusetzen.

Mit den detaillierten Angaben des «Code Modèle pour les structures en béton» des Comité Euro-International du Béton (CEB), Ausgabe Dez. 76, lassen sich die folgenden Zahlenwerte für  $\varphi(t, t_0)$  und  $\varepsilon_{bs}(t, t_0)$  ermitteln.

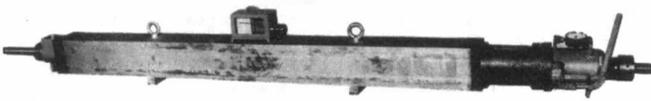


Bild 8. Versuchsanordnung  
Test set-up

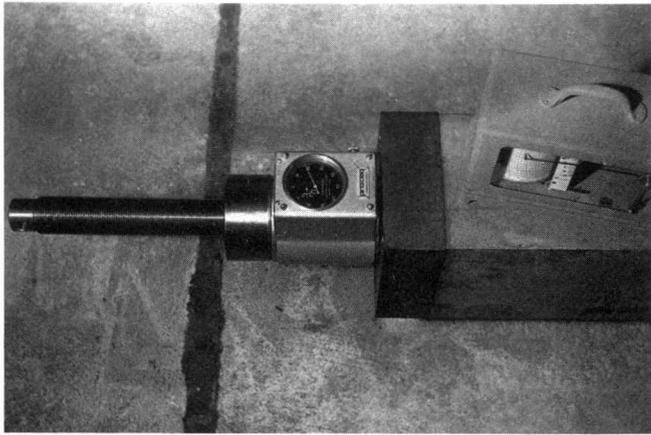


Bild 9. Versuchsanordnung  
Test set-up

Betonqualität: Hochwertiger Beton mit 350 kp/m<sup>3</sup> NPZ  
Zylinderfestigkeit  $\beta_{c,28} = 350 \text{ kp/cm}^2$

Relative Luftfeuchte:  $F = 70\%$

Mittlere fiktive Betonabmessung:  $h_0 \approx 65 \text{ cm}$

Betrachtetes Zeitintervall:

$t_0 = 60$  Tage (Aufbringen der definitiven Vorspannung)

$t = 5500$  Tage ( $\sim 15$  Jahre)

$\varphi(t, t_0) = 1,7$ ;  $\varepsilon_{bs}(t, t_0) = 0,15 \cdot 10^{-3}$ ;

$E_b = 350000 \text{ kp/cm}^2$ ;  $E_{ST} = 2050000 \text{ kp/cm}^2$ ;  $\pi = 5,86$

Nach dem «CEB-Code Modèle» sind im Zeitpunkt  $t = 5500$  Tage rund 94% der Endkriechverformung und rund 97% der Endschwindverformung erreicht.

Es wird angenommen, dass für gezogenen, angelassenen Spannstahl  $\sigma_{0,2}/\beta_z = 145/165 \text{ kp/mm}^2$  bei einer Stahlspannung  $\sigma_{ST} = 0,65 \beta_z$  (107,3 kp/mm<sup>2</sup>) eine Relaxation von 6,5% ( $-7,0 \text{ kp/mm}^2$ ) eintritt und dass für  $\sigma_{ST} = 0,4 \beta_z$  (66,0 kp/mm<sup>2</sup>) keine Relaxation zu erwarten ist. Die Relaxation für dazwischenliegende Stahlspannungen  $\sigma_{ST}$  ist durch lineare Interpolation zu ermitteln.

Der in der Formel einzusetzende Relaxationswert  $\Delta\sigma_{ST,R}$  ist für eine reduzierte Anfangs-Stahlspannung  $\sigma_{ST} = (\sigma_{ST,0} - 0,5 \Delta\sigma_{ST,S+K+R})$  zu bestimmen. Da  $\Delta\sigma_{ST,S+K+R}$  zum voraus nicht bekannt ist, muss man einen Zahlenwert schätzen und nach Berechnung mit Formel diesen eventuell korrigieren. Man erhält jedoch genügend genaue Werte, wenn man  $\Delta\sigma_{ST,R}$  mit einer reduzierten Stahlspannung  $\sigma_{ST} = 0,92 \sigma_{ST,0}$  bestimmt.

In der Tabelle in Bild 11 sind für die vier Querschnitte die berechneten Spannungsverluste eingetragen. Die für die Rechnung erforderlichen Betonspannungen  $\sigma_{bv,0}$  und  $\sigma_{bg,0}$  sind dazu aus der statischen Berechnung der Projektverfasser entnommen worden. In der Tabelle sind auch die nach  $t = 15$  Jahren gemessenen Stahlspannungen eingetragen.

Ein Vergleich von Kolonne 7 mit Kolonne 6 in Bild 11 zeigt, dass die gemessenen Stahlspannungen  $\sigma_{ST,t}$  2,2 bis 5,4% grösser sind als die berechneten. Trotz den verwendeten eher kleinen Zahlenwerten für  $\varphi(t, t_0)$ ,  $\varepsilon_{bs}(t, t_0)$  und  $\Delta\sigma_{ST,R}$  liefert die Berechnungsformel somit genügend genaue und auf der sicheren Seite liegende Werte für die Spannungsverluste. Der Vergleich lässt den Schluss zu, dass in den Stahldrähten (Qualität gezogen und angelassen) nur geringe Relaxationsverluste eingetreten sind.

Führt man Vergleiche zwischen berechneten und gemessenen Stahlspannungen auch bei den übrigen mit Dynamometern versehenen Brücken durch, so erhält man analoge Resultate.

### Schlussbemerkungen

Die langzeitlichen Messungen von Kräften in Spanngliedern von fünf grösseren Brückenbauten haben gezeigt, dass die Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation durchwegs in der vorauszuhenden Grössenordnung aufgetreten sind. Die Spannbetonbauweise hat sich bei diesen Bauwerken somit auch in dieser Hinsicht langfristig bestens bewährt.

Querschnitt	$\sigma_{ST,0}$ 1) kp/mm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{ST,R}$ 2) kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{bv,0}$ 3) kp/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_{bv,0} + \sigma_{bg,0})$ 4) kp/cm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{ST,S+K+R}$ 5) kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{ST,t}$ 6) kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{ST,t}$ 7) kp/mm <sup>2</sup>
Dyn. Nr. 1	105,8	- 6,2	- 130,4	- 96,5	- 16,6	89,2	91,2
Dyn. Nr. 2	99,2	- 5,2	- 102,7	- 91,2	- 15,6	83,6	86,7
Dyn. Nr. 3	88,3	- 3,5	- 79,6	- 77,9	- 13,0	75,3	79,6
Dyn. Nr. 4	82,2	- 2,5	- 80,2	- 72,6	- 11,6	70,6	74,4

Legende:

1) gemessen (Bild 7)

2) angenommen

3)  $\sigma_{bv,0}$  aus statischer Berechnung, jedoch mit gemessener Vorspannkraft  $V_0 = \sigma_{ST,0} \cdot F_{ST}$

4)  $\sigma_{bg,0}$  aus statischer Berechnung

5) Berechnet mit Formel

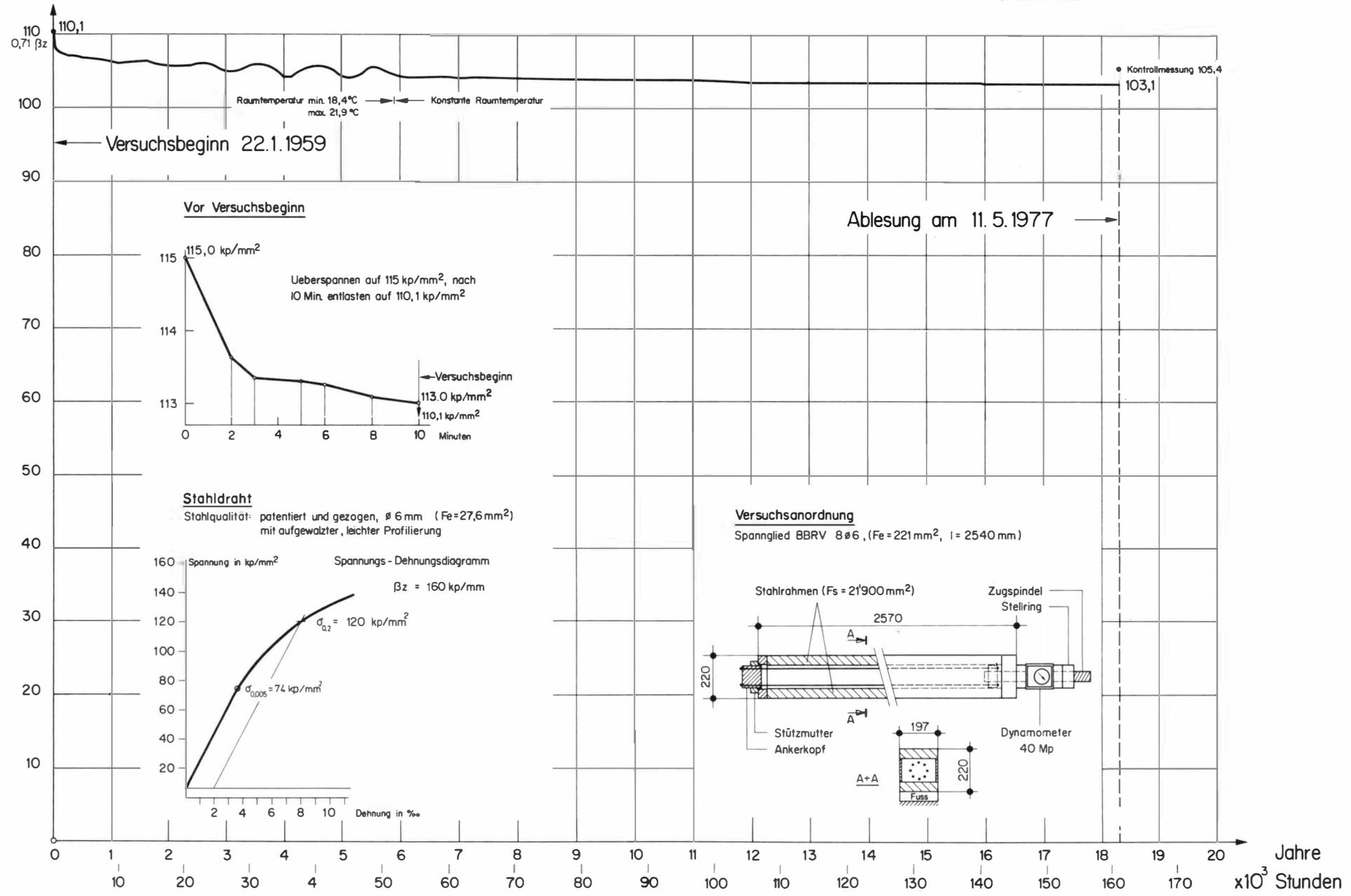
6) Kolonne 1) minus Kolonne 5)

7) gemessen (Bild 7)

Bild 11. Spannungsverluste Monbijou-Brücke  
Prestress losses Monbijou Bridge

Stahlspannung  $\text{kp/mm}^2$

Bild 10. Relaxationsversuch mit Spannglied  $8 \phi 6 \text{ mm}$   
Relaxation test on  $8 \phi 6 \text{ mm}$  tendon



## Long-term measurements on prestressed concrete bridges

### Synopsis

In order to draw a comparison between the calculated and actual values of long-term prestress losses due to shrinkage and creep in concrete and relaxation of prestressing steel, measurements of forces in the prestressing cables of 5 prestressed concrete bridges in Switzerland (see Figs. 4, 5 and 6a) were carried out over a period of between 5 and 20 years. The initial jack forces for the monitored cables varied between 125 to and 250 to per cable.

This paper presents details of the measurements recorded on one of the bridges, the Monbijou bridge across the River Aare near Berne (see Fig. 6). Precision dynamometers specially developed for the purpose (see Figs. 1, 2 and 3) were built in at the time of construction at 4 locations along the length of one of the prestressing cables and force measurements were made at regular intervals over a period of nearly 15 years. Depending on the initial prestressing force at the measurement locations, prestress losses of between 9.5% and 13.8% were observed at the end of this period.

A summary of the measurements taken on all 5 bridges is also presented (see Fig. 7) and these show that for similar values of initial prestress the prestress loss at any given time is almost identical.

Details are given of a test carried out over nearly 20 years at the EMPA laboratory to establish a value for the long-term prestress loss due to relaxation in a prestressing tendon consisting of 8 no. 6 mm dia. wires stressed to 110.1 kp/mm<sup>2</sup> (see Fig. 10).

In the final part of the paper the well-known CEB formula is used to calculate the prestress losses due to shrinkage and creep in concrete and relaxation of prestressing steel. A comparison is then made between the calculated and measured values of prestress for the Monbijou bridge (see Fig. 11) which shows that the CEB formula appears to deliver values for prestress losses which are 2.2% to 5.4% larger than the measured values and thus lie on the safe side.

The authors conclude that the long-term measurements show that in the case of these 5 bridges long-term prestress losses due to shrinkage, creep and relaxation have in fact occurred in their anticipated magnitude.

### Conversion factors

Metric	SI	Imperial
1 mm		0,0394 in.
1 cm		0,3937 in.
1 m		3,2808 ft.
1 kp $\simeq$	10 N	2,2056 lb.
1 Mp $\simeq$	10 kN	0,9846 T
1 kp/mm <sup>2</sup> $\simeq$	10 N/mm <sup>2</sup>	1423 lb./in. <sup>2</sup>
1 kp/cm <sup>2</sup> $\simeq$	10 N/cm <sup>2</sup>	14.23 lb./in. <sup>2</sup>

Adresse der Verfasser: Dr. h.c. M. Birkenmaier, Bureau BBR Ltd., H. Nil, Stahlton AG, u. H. R. Siegwart, Proceq SA, Postfach, 8034 Zürich.

## Materialtechnische Untersuchungen und Bruchversuch an einer 20 Jahre alten, vorgespannten Brücke über die alte Glatt bei Zürich

Von Christoph Weder, Dübendorf

Im Jahre 1954 wurde beim Ausbau der *Hauptverkehrsstrasse A von Zürich nach Winterthur* eine neue Brücke über die alte Glatt bei Schwamendingen erstellt. Es handelt sich um eine *vorgespannte Strassenbrücke*. Wegen des Autobahnbaues musste sie abgebrochen werden (Bild 1).

Auf Initiative des *Kantonsingenieurs des Kantons Zürich* sollte jedoch vor dem Abbruch die Gelegenheit wahrgenommen werden, an einem neuzeitlichen Bauwerk aus Spannbeton, das während 20 Jahren dem Strassenverkehr und den extremen

Einflüssen der Witterung ausgesetzt war, *eingehende materialtechnische Untersuchungen am Beton und am Vorspannstahl* durchzuführen. Insbesondere galt es, den *Erhaltungszustand* der Brücke zu untersuchen. Die Brücke sollte Aufschluss geben können über die *Dauerhaftigkeit der Baustoffe Beton und Vorspannstahl*. Zusätzlich sollte auch überprüft werden, ob sich das *mechanische Verhalten* im Verlauf der Zeit unter den ständig schwankenden Belastungen infolge des Strassenverkehrs wesentlich verändert habe, und ob in einem solchen Fall sich die üblichen Methoden zur Berechnung des statischen Verhaltens immer noch anwenden liessen.

Brückenbelastungsproben, wie sie häufig durchgeführt werden, lassen das Verhalten des Bauwerkes jeweils nur im Bereich der Gebrauchslasten erkennen. Bei der Brücke über die alte Glatt sollte hingegen auch das *Verhalten im Bereich der Traglast*, d. h. *im Bruchzustand* überprüft werden.

Diese Überlegungen führten zum Entschluss, der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf die Aufgabe zu übertragen, ein entsprechendes Versuchsprogramm auszuarbeiten [1]. Für die Durchführung der Versuche standen wohl *zwei Monate Zeit*, aber *nur begrenzte finanzielle Mittel* zur Verfügung, so dass ein Bruchversuch am gesamten Objekt nicht in Frage kam. Das *Versuchsprogramm* sah deshalb im wesentlichen folgende Untersuchungen vor:

1. Aufnahme des baulichen Zustandes der Brücke durch eine visuelle Kontrolle.
2. Fahrversuche über die Brücke mit einem Lastwagen zur Ermittlung des Schwingverhaltens der vorgespannten Platte.



Bild 1. Blick von der Nordseite der Brücke im Vordergrund in Richtung Osten  
View from the north of the bridge in the foreground, running eastwards

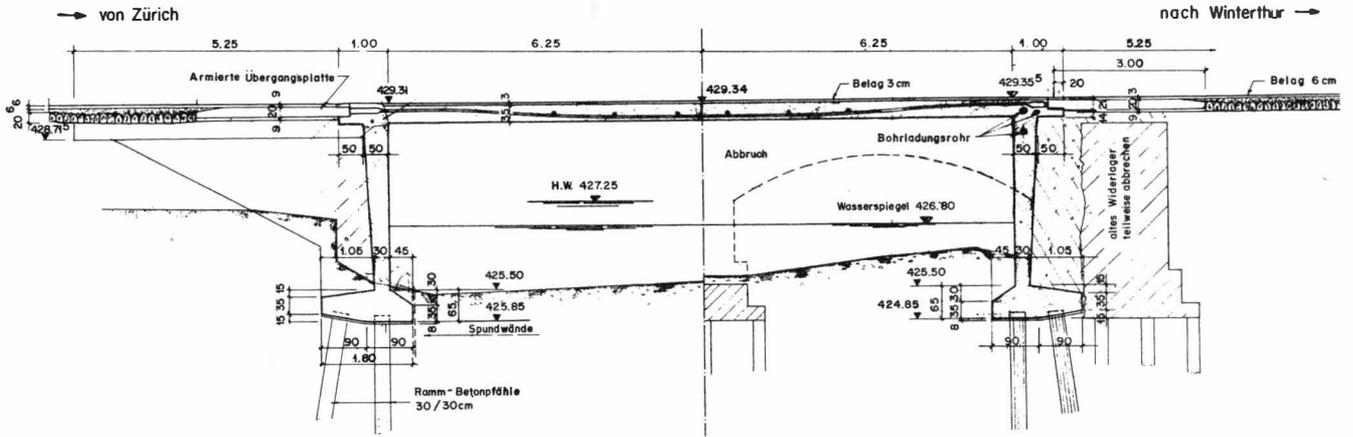


Bild 2. Längsschnitt. Gründung der Widerlager auf Betonpfählen  
Longitudinal section. Base of the support on concrete piles

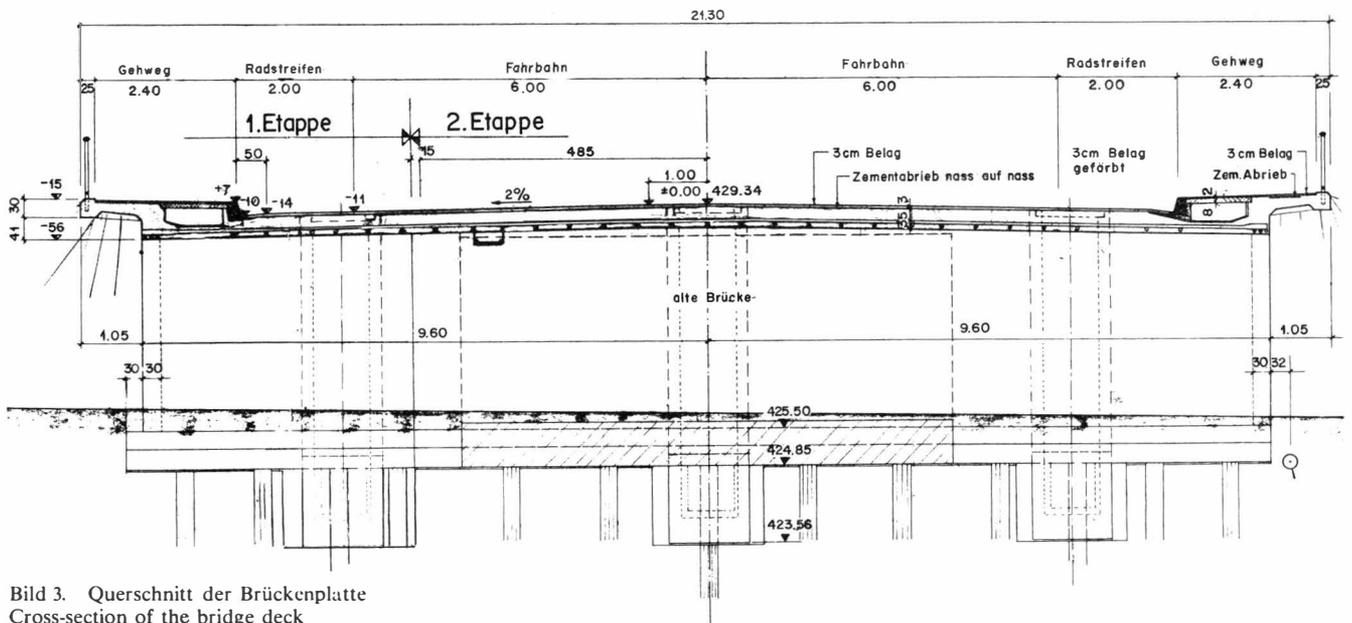


Bild 3. Querschnitt der Brückenplatte  
Cross-section of the bridge deck

3. Umfassende materialtechnische Untersuchungen und Prüfungen am Beton, der schlaffen Armierung und am Vorspannstahl.
4. Statische Bruchversuche an zwei aus der Brückenplatte herausgeschnittenen Streifen.

Die unter 4. erwähnten beiden Plattenstreifen unterschieden sich durch verschiedene Einspannungsverhältnisse von Riegel und Stiel (der Querschnitt der Brücke stellt einen eingespannten Rahmen dar). Beim ersten Streifen wurden die Ankerköpfe der Vorspannkabel freigelegt, während beim zweiten Streifen die Einspannung intakt blieb. Mit diesen Bedingungen sollte der Bruchversuch die Frage klären, ob beim Ausfall der Verankerungsköpfe eines Vorspannkabels das Bauwerk versage oder nicht.

#### Konstruktion und Zustand der Brücke

Die im Jahre 1954 erbaute Brücke wies eine freie Spannweite von 12,50 m und eine Breite von 21,3 m auf und war als eine in Längs- und Querrichtung vorgespannte Plattenrahmenbrücke konstruiert (Bilder 2 und 3). Das statische System der Brücke stellt einen eingespannten Rahmen dar, dessen Stiele als Wände und der Riegel als Platte von 0,35 m Dicke ausgebildet war. Bei der Vorspannung fand das System nach dem

Verfahren Freyssinet Anwendung. In der Brückenplatte waren in Längsrichtung 62 Vorspannkabel zu 500 kN mit je 12 Drähten à 7 mm und in Querrichtung 15 Kabel der gleichen Art zu 500 kN eingebaut. Neben den Vorspannkabeln war noch eine schlaffe Armierung von 10 mm Durchmesser angeordnet.

Der *bauliche Zustand* der Brücke konnte mittels einer *visuellen Kontrolle* der einzelnen Bauteile sowie einigen besonderen Laboruntersuchungen erfasst werden [1]. Die Untersuchungen zeigten, dass die Betonkonstruktion aus einem qualitativ hochstehenden Beton hergestellt worden war und nur wenige kleine Risse von max. 0,2 mm an der Brückenplattenunterseite aufwies. Die beiden Widerlager hatten ebenfalls keine wesentlichen Schäden und waren auch frei von Verfärbungen durch Kalkausblühungen, wie dies oft bei älteren Bauwerken aus Beton beobachtet werden kann.

Gesamthaft betrachtet, präsentierte sich das Bauwerk noch in einem *äusserst guten Zustand*, so dass es seine Funktion noch weitere Jahre hätte erfüllen können.

#### Fahrversuche

Die Fahrversuche hatten zum Ziel, die *dynamischen Kennwerte* der Brücke, nämlich die Eigenfrequenz  $f_0$  und deren Dämpfungsmass  $\delta$  (log. Dekrement) sowie den Stosszuschlag  $\varphi$ ,



Bild 4. Das Fahrzeug links diente als Versuchsfahrzeug. Im Vordergrund ist das für «Sprungversuche» bereitgelegte Brett sichtbar. The vehicle left served as the test vehicle. In the foreground is the board laid ready for the «bump test»

verursacht durch ein Einzelfahrzeug, durch Messungen zu bestimmen. Damit diese *Schwingungsmessungen* durchgeführt werden konnten, fuhr ein Lastwagen mit einer Gesamtmasse von 15 t mit verschiedenen Geschwindigkeiten zwischen 5 km/h und 40 km/h in der Längsachse der Fahrbahn ( $\cong$  Brückenmitte) über die Brücke (Bild 4). Mit Messgeräten wurden nur die *vertikalen* Schwingungen der Brücke an verschiedenen Stellen gemessen und aufgezeichnet. Um den Einfluss einer allfälligen Unebenheit der Fahrbahn auf die Stossempfindlichkeit der Brücke festzustellen, wurde in einem sog. *Sprungversuch* ein 50 mm dickes und 280 mm breites Brett in Brückenmitte ebenfalls mit dem Lastwagen überfahren.

Aus den gemessenen und aufgezeichneten (Bild 5) Schwingungsamplituden liessen sich die folgenden *Stosszuschläge in der Längssymmetrieachse* der Brücke nach der Formel

$$\varphi = \frac{A_{\max, \text{dyn}} - A_{\max, \text{stat}}}{A_{\max, \text{stat}}} \times 100 (\%)$$

berechnen:

$$\varphi_{\max} = 17\% \text{ (Fahrt ohne Brett)}$$

$$\varphi_{\max} = 170\% \text{ (Fahrt mit Brett)}$$

Die aus den Schwingungsmessungen berechnete Eigenfrequenz  $f_0$  der Brücke beträgt 8,59 Hz; die in [1] aufgrund von bestimmten Annahmen vor den Fahrversuchen theoretisch berechnete Eigenfrequenz der 1. Schwingung der Brücke beträgt  $f_0 = 8,66$  Hz. Das als Dämpfungsmass bezeichnete logarithmische Dekrement  $\delta$

$$\left( \delta = \frac{1}{n} \cdot \ln \frac{A_0}{A_n} \right)$$

erreichte im Mittel 0,204. Es ist heute möglich, die zu erwartenden dynamischen Kennwerte ( $\delta, f_0$ ) einer einfachen Brücke mittels Rechenprogrammen auf EDV-Anlagen theoretisch zu bestimmen. Exakt durchgeführte Versuche, die wohl einen gewissen minimalen Aufwand erfordern, können die theoretischen Kennwerte bestätigen, wie das vorliegende Beispiel zeigt.

Tabelle 1. Streckgrenze und Zugfestigkeit des verwendeten Armierungsstahls

	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\beta_z$ (N/mm <sup>2</sup> )	
	Ist	Soll	Ist	Soll
Caronstahl	433	400	524	500
Torstahl	536	400	615	500

## Materialtechnische Untersuchungen am Beton, Armierungsstahl und an den Vorspannkabeln

### Betonqualität

Aus verschiedenen Bauwerkteilen der Brücke wurden *Betonbohrkerne von 50 mm Durchmesser* entnommen, die Aufschluss über den Erhaltungszustand des Betons nach über 20 Jahre dauernder Beanspruchung durch Witterung und Belastung geben sollten. Ein Teil der Bohrkerne diente der *Anfertigung von Druckproben*, die übrigen wurden zur *Elastizitätsmodulmessung* verwendet. Der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit dieser Druckproben betrug 87,5 N/mm<sup>2</sup>. Mit der Standardabweichung von 12,1 N/mm<sup>2</sup> konnte ein Variationskoeffizient von 14% berechnet werden. Als Vergleich zu den angegebenen Werten seien an dieser Stelle noch die Resultate der Festigkeitsprüfungen aus dem Jahre 1954 erwähnt, die eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 55 bis 60 N/mm<sup>2</sup> ergaben.

Ergänzend zu den Festigkeitsprüfungen wurden *chemische Analysen* zur Bestimmung von *Rohdichte, Wasseraufnahme, Zementgehalt* und *Karbonatisierung* mit Methoden durchgeführt, die sich bei jüngeren Betonproben bewährt hatten. Die dabei erzielten Resultate zeigen die gleichen Zusammenhänge wie bei jungen Betonproben, was den Schluss zulässt, dass das analytische Verfahren auch bei der Untersuchung von altem Beton brauchbar ist.

Der Zementgehalt des verwendeten Betons lag etwa in der gleichen Grössenordnung wie beim heutigen Konstruktionsbeton. Der an einigen Betonproben bestimmte Karbonatisierungsgrad war sehr klein, denn die karbonatisierte Tiefe betrug maximal 1,2 mm. Die tieferen Betonpartien reagierten demzufolge stark alkalisch, was auf einen dichten und qualitativ hochstehenden Beton hinwies.

### Schlaffe Armierung

Die schlaffe Armierung in den verschiedenen Bauwerkteilen bestand aus *kaltgerecktem Torstahl 40 für die Längsarmierung* und *Caronstahl* für die *Querarmierung*. Damit die Qualität der verwendeten Armierungen überprüft werden konnte, wurden einige Stücke aus der Brücke entnommen – und zwar *nach* den Bruchversuchen – und einem statischen Zugversuch unterzogen. Die dabei ermittelte Streckgrenze  $\sigma_s$  und die Zugfestigkeit  $\beta_z$  ist in Tabelle 1 zusammengestellt.

Die an der Brücke selbst als auch an einigen Bohrkerne gemessene Betonüberdeckung der Armierungsstäbe betrug in allen Fällen mindestens 25 bis 30 mm und erfüllte demnach schon damals die heutige SIA-Normforderung (SIA-Norm 162, Art. 3.28<sup>1</sup>), die 25 mm Betonüberdeckung vorschreibt. Dank dieser guten Betonüberdeckung konnten deshalb an den direkt aus dem Beton herausgelösten Armierungsseisen keinerlei Spuren von Korrosionsbildung festgestellt werden.

### Vorspannkabel

Ziel der an einigen Vorspannkabelabschnitten von 1 m Länge durchgeführten materialtechnischen Untersuchungen war es, Aussagen über den *umfassenden Erhaltungszustand* der Kabel zu machen (Bilder 6 und 7).

Rein *äusserlich* zeigten sich die Spannkabel hinsichtlich Korrosion und Verankerung *in gutem Zustand*. Ebenso wurde eine starke Haftung zwischen dem Konstruktionsbeton und dem Hüllrohr festgestellt. Nach dem Öffnen der Hüllrohre konnte auch das Innere der Vorspannkabel untersucht werden. Im grössten Teil (95%) der untersuchten Kabel kamen kleinere Hohlräume in der sonst sehr dichten und kompakten Mörtelfüllung zum Vorschein. Diese Hohlräume (Zwickel) entstanden durch Luftblasen beim Einpressen des Mörtels in die Hüllrohre, die ein Entweichen der Luft nur an den Enden der

Kabel zuliessen (Bild 8), da keine Steigrohre in Kabelmitte vorhanden waren. Die Oberflächen der Hohlräume waren oft mit einem weisslichen, aus Kalkausscheidungen aus dem Wasser bestehenden Belag überzogen.

Die Umhüllung der einzelnen Spanndrähte mit Mörtel war im grossen und ganzen sehr gut. Oft lag aber ein Teil der Drähte am Hüllrohr an, die dann an der Berührungslinie nicht mit Mörtel umhüllt waren, so dass es zur Korrosionsbildung kam. Die meisten Spanndrähte waren jedoch frei von jeglicher Korrosion.

Statische und dynamische Festigkeitsprüfungen an 50 Spannstahlproben ergaben Werte, die auch heute noch den damals gestellten Forderungen genügten. Der Mittelwert der Streckgrenze betrug 1477 N/mm<sup>2</sup> und der für die Zugfestigkeit 1622 N/mm<sup>2</sup>.

Der Vorspannzustand der Brücke konnte an fünf Querkabeln untersucht werden. Durch Messung der Verkürzung der einzelnen Drähte nach ihrer Durchtrennung und unter Verwendung eines mittleren Elastizitätsmoduls von  $E = 202 \text{ kN/mm}^2$  liessen sich die noch vorhandenen Vorspannkraft [1] berechnen. Diese Berechnung ergab eine noch wirksame

Vorspannung je Kabel von 427 kN oder 84,6% des ursprünglichen Istwertes. Die Vorspannverluste von etwa 15% in den 20 Betriebsjahren der Brücke halten sich demnach im Rahmen der Erwartungen; sie sind durch die in der Rechnung von 1954 abgeschätzten 12% ziemlich gut abgedeckt worden.

### Statische Bruchversuche

#### Allgemeines

Aus der statischen Berechnung der Brücke war zu entnehmen, dass die Bruchlast der ganzen Brücke über 20 MN betragen würde. Dies bedeutete, dass ein Bruchversuch an der ganzen Brücke mit relativ bescheidenem Aufwand nicht durchführbar war und sich deshalb auf zwei in Längsrichtung der Brücke unmittelbar nebeneinanderliegende Plattenstreifen von 0,90 m Breite – bedingt durch die Anordnung der Längskabel in der Brückenplatte – beschränken musste. Beide Streifen wurden mittels Diamantsägeblättern aus der Brückenplatte herausgeschnitten, wobei die Schnittbreite etwa 3 mm betrug und die Schnitte von oben nach unten leicht konisch verliefen, um einem möglichen Verkanten des Streifens während des Belastungsversuches vorzubeugen.

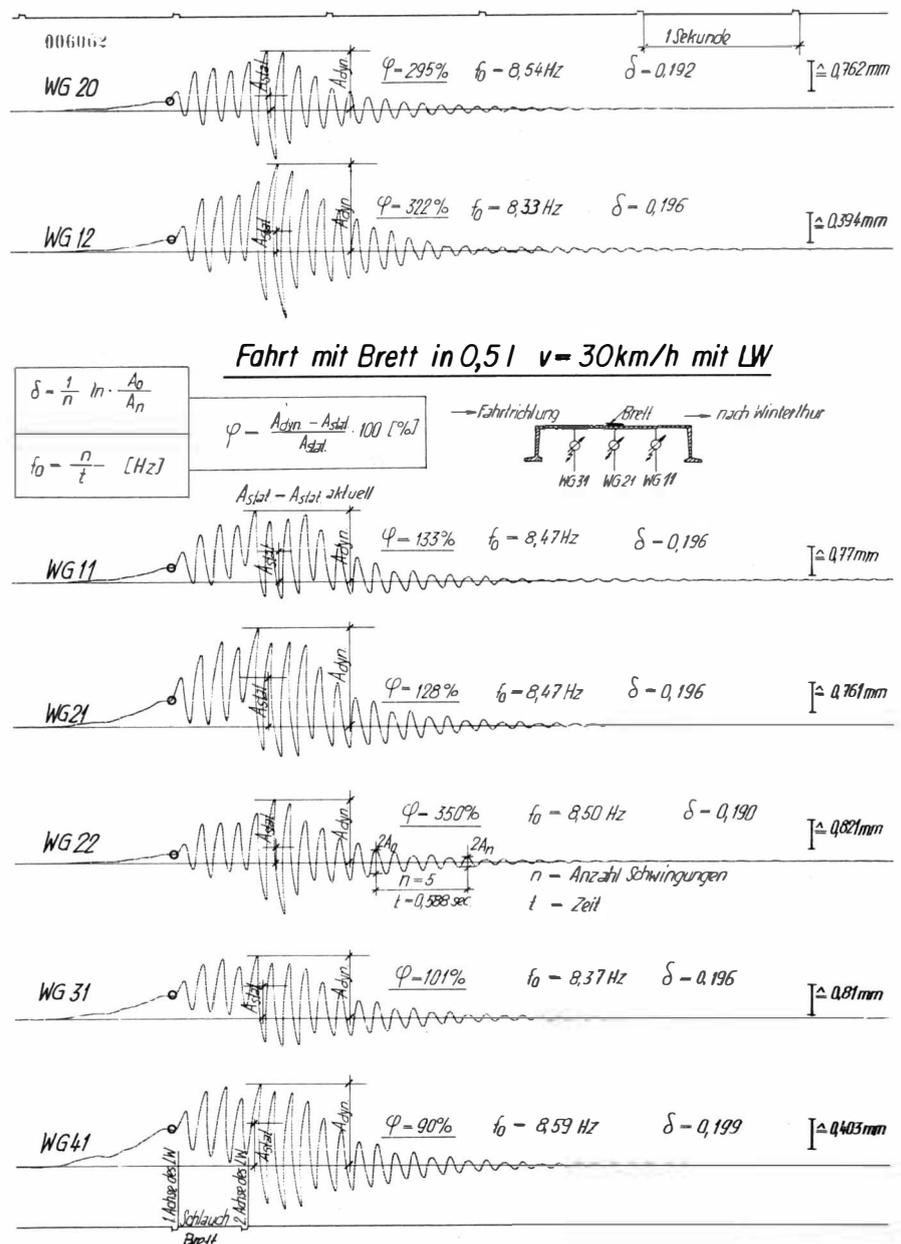


Bild 5. Beispiel einer Schwingungsaufzeichnung bei einer Fahrt des Lastwagens mit  $v = 30 \text{ km/h}$  über die Brücke  
 Example of a recorded oscillation for one crossing of the bridge with  $v = 30 \text{ km/h}$

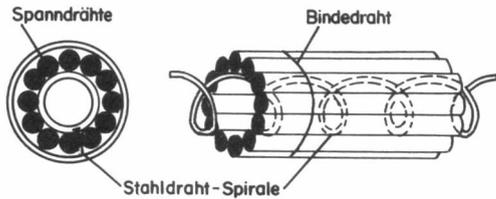
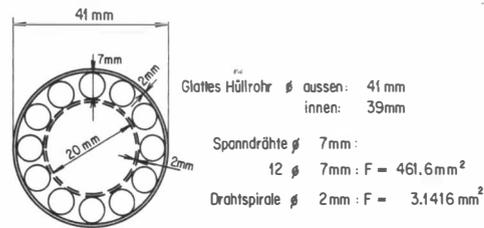


Bild 6. Querschnitt eines Vorspannkabels  
Cross-section of a prestress cable



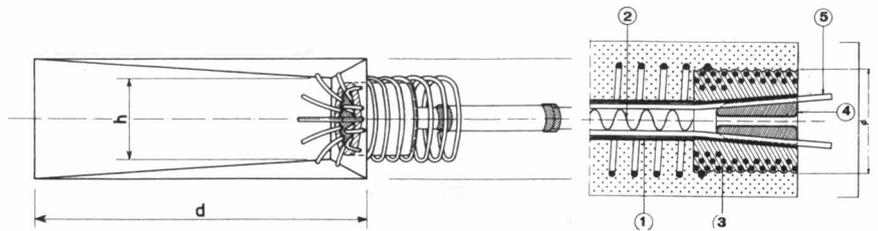
**Füllungsgrad:**

Rohr $\varnothing$ innen	39 mm	→ F	1194.6 mm <sup>2</sup>	≈ 100.0 %
12 Stahldrähte $\varnothing$ 7 mm		→ F	461.6 mm <sup>2</sup>	≈ 38.6 %
1 Stahldrahtspirale $\varnothing$ 2 mm		→ F	3.14 mm <sup>2</sup>	≈ 0.263 %
Theoretischer Füllungsgrad für Mörtel:				<b>61.14%</b>



Die Initialvorspannung  $V_0$  beträgt bei  $0.65 \beta_z$ : 480 kN  
 bei  $0.70 \beta_z$ : 595 kN

$\beta_z = 1.6 \text{ kN/mm}^2$



- ① Spannglied mit 12 Spanndrähten
- ② Drahtspirale
- ③ Ankerkörper
- ④ Konus
- ⑤ Spanndrähte, die umgebogen als Armierung des Schutzbetons dienen
- ⑥ Spannvorrichtung
- ⑦ Keile zum Festklemmen der Drähte
- ⑧ Innerer Kolben der Presse für das Einpressen des Konus

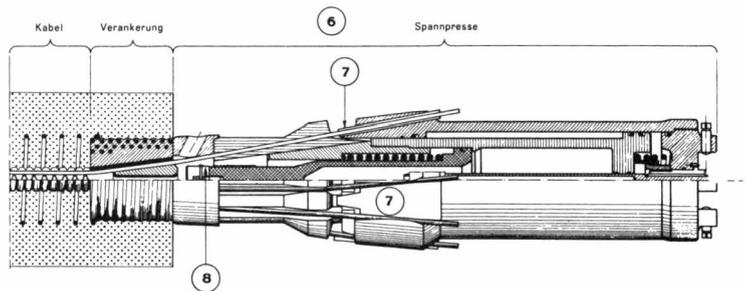


Bild 7. Querschnitt der Vorspannkabel mit Massen und Mörtelfüllungsgrad  
Cross-section of prestress cable with dimensions and degree of grout filling



Bild 8. Längskabel im Streifen S2. Schnitt des Kabels direkt vor dem Ankerkopf, Seite Wallisellen. Hohlräume an der Oberseite des Kabels erkennbar  
 Longitudinal cable in strip S2. Section of the cable directly before the anchor head, Wallisellen side. Voids on the upper side of the cable recognisable.

Die voneinander getrennten Plattenstreifen unterschieden sich in ihren Einspannstellen. Bei einem Streifen (S1) wurde die Einspannung der Platte (Riegel) in die Widerlager (Rahmenstiele bzw. -wände) belassen. Beim zweiten Streifen (S2) hingegen sollte die Wirkung eines ausgefallenen Ankerkopfes auf das Tragverhalten des Systems (S2) untersucht werden, weshalb die Ankerköpfe dieser drei Längskabel freigelegt und somit die Einspannung eliminiert wurde. Die beiden Plattenstreifen bildeten nun *klar definierbare statische Systeme*, die *erstens genau berechnet werden konnten* und die zweitens einen *statischen Bruchversuch mit normalem Aufwand zuliessen*. Das System mit dem Streifen S1 stellte einen *Rahmen* dar, das mit dem Streifen S2 bildete einen *einfachen Balken*.

Die rechnerisch einfach zu erfassenden statischen Systeme sollten den Beweis erbringen, dass das theoretisch ermittelte und durch unzählige «Laborversuche» auch bestätigte Verhalten in Wirklichkeit zutrifft.

**Belastungseinrichtung**

Die Belastungseinrichtung für die Bruchversuche an den beiden Plattenstreifen bestand im wesentlichen aus folgenden Elementen (Bild 9):

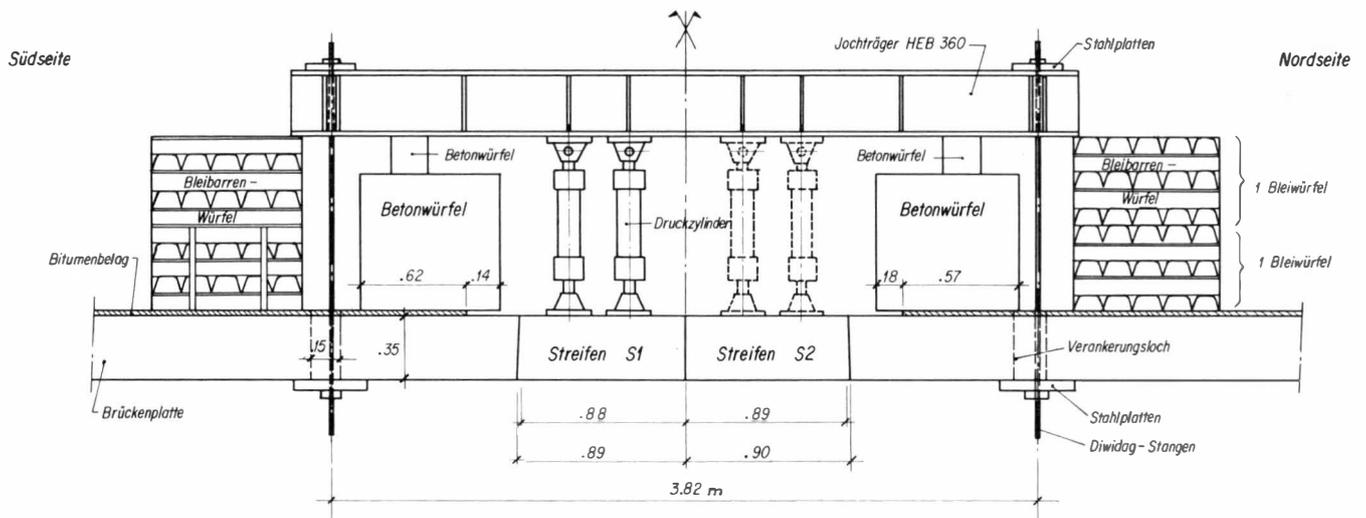


Bild 9. Belastungseinrichtung  
Arrangement of loading

- 4 Jochträger aus Stahl, die senkrecht zu den Streifen angeordnet waren, an ihren Enden auf Betonwürfeln auflagen und mittels je einer Zugstange an die noch intakten Brückenteile heruntergespannt wurden;
- 8 hydraulisch gesteuerte 250-kN-Zug-Druckzylinder mit je 0,30 m Hub, wobei an jedem Jochträger zwei solche Zylinder befestigt wurden.

Um eine günstige Lastverteilung über den ganzen Streifen zu erreichen, wurden die Lastpunkte der vier Lastgruppen etwa in den Viertelpunkten der statischen Brückenspannweite angeordnet. Damit nun aber die noch intakten Brückenteile durch die Reaktion der Belastung nicht zu stark angehoben werden konnten, war eine *Zusatzbelastung* der Brückenplattenteile notwendig. Dieser Ballast bestand aus Bleibarren und Betonwürfeln im Gesamtgewicht von  $2 \times 676 \text{ kN}$  (Bild 9).

Das Ziel der statischen Bruchversuche bestand darin, an zwei einfachen statischen Systemen das unterschiedliche Tragverhalten zu untersuchen und die theoretischen Bruchgrößen wie Traglast und Bruchmoment am Objekt zu überprüfen.

#### Ergebnisse

Die Versuche zeigten nun einige *besonders erwähnenswerte* Punkte [2]:

- Im Streifen S1 trat einseitig eine Unstetigkeit im geometrischen Verlauf der Vorspannkabel auf, die zu einem anfänglich etwas unerwarteten Bruchvorgang führte. Trotzdem unterschritt der berechnete Sicherheitsfaktor  $s$  den geforderten Normenwert nicht, d.h. auch bei kleineren fehlerhaften Ausführungen an Bauwerken ist die doch grosse Biegebruchsicherheit noch gewährleistet.
- Erstaunlich gross waren die Verformungen an beiden Systemen, bis die Grenze der Tragfähigkeit erreicht wurde. Dieses gute Verformungsvermögen kann auf den zusätzlichen Stahlquerschnitt der Vorspannkabel im Plattenstreifen zurückgeführt werden.
- Die aus den gemessenen Dehnungen und Stauchungen am Beton berechneten Spannungen zeigen, dass die Vorspannung im elastischen Bereich der Verformungen noch sehr gut wirksam war, auch unter Berücksichtigung der ermittelten Vorspannverluste.
- Die theoretischen Werte für Bruchlast und Bruchwiderstand

konnten durch die Versuche bestätigt werden. Die Plastizitätstheorie hat sich demnach als zuverlässige Methode zur Berechnung der Tragfähigkeit dieser Systeme aus Spannbeton erwiesen. Auch entsprachen die während der Versuche aufgetretenen Bruchmechanismen recht gut den Erwartungen.

- An beiden statischen Systemen konnte das Entstehen und die Ausbildung der plastischen Gelenke an jenen Stellen mit grossen Stahldehnungen sehr gut beobachtet werden. Die Vorspanndrähte der Kabel in diesen Querschnitten befanden sich dannzumal im Fließzustand, hingegen traten nirgends Stahlbrüche auf. Der Bruch beider Streifen erfolgte nämlich durch Stauchen der Betondruckzone in Feldmitte.

Tabelle 2. Zusammenstellung der wichtigsten Versuchs-Kennwerte

System		S1 vorgespannter ebener Rahmen	S2 vorgespannter einfacher Balken
Nutzlast		9,24 kN/m <sup>1</sup>	9,24 kN/m <sup>1</sup>
Eigengewicht		7,87 kN/m <sup>1</sup>	7,87 kN/m <sup>1</sup>
Durchbiegung unter Nutzlast in Feldmitte	$\delta_m$	7 mm $\triangleq 1/1830 \text{ l}$	21,9 mm $\triangleq 1/585 \text{ l}$
Betonstauchung unter Nutzlast in Feldmitte	$\epsilon_m^o$	– 0,14 ‰	– 0,35 ‰
Spannstahldehnung unter Nutzlast in Feldmitte	$\epsilon_m^u$	+ 0,147 ‰	+ 0,51 ‰
Theoretische Traglast	$P_{Br}^T$	487 kN	399,5 kN
Traglast aus Versuch	$P_{Br}^V$	448 kN	404,5 kN
Theor. Bruchmoment (Feldmitte)	$M_{Br}^T$	638 kNm	638 kNm
Bruchmoment aus Versuch (Feldmitte)	$M_{Br}^V$	424 kNm	647 kNm
Max. gemessene Durchbiegung in Feldmitte		0,43 m ( $1/30 \text{ l}$ )	0,287 m ( $1/45 \text{ l}$ )
Max. gemessene Betonstauchung in Feldmitte		– 1,9 ‰	– 1,62 ‰
Max. gemessene Spannstahldehnung in Feldmitte		+ 8,2 ‰	+ 2,1 ‰
Bruchsicherheit $s \geq 1,8$			
$s = \frac{\text{Traglast (inkl. Eigengewicht)}}{\text{Eigengewicht + Nutzlast}}$		2,05	1,85
Rissesicherheit $s_r \geq 1,25$		1,5	1,4

- Das angewandte Vorspannsystem hat sich als dauerhaft erwiesen. Mit kleineren Ausnahmen bezüglich Genauigkeit war auch die Applikation gut.
- Durch das Freilegen der Ankerköpfe beim Streifen S2 wurden einerseits, gegenüber dem System S1, andere Spannverhältnisse der Platte in die Widerlager geschaffen. Andererseits zeigte der Belastungsversuch, dass die Vorspannkraft im Streifen S2 dank sehr gutem Verbund trotzdem vorhanden war und die Tragfähigkeit infolge der freigelegten Ankerköpfe keine merkliche Einbusse erlitt.

Die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse in Tabelle 2 soll einen Überblick über die wichtigsten Kennwerte der Versuche geben.

#### Literatur

- [1] Weder Ch., Ladner M.: «Wissenschaftliche Untersuchungen an der Brücke über die alte Glatt.» EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 34200, Mai 1976 (nicht veröffentlicht).
- [2] Weder Ch.: «Die vorgespannte zwanzigjährige Stahlbetonbrücke über die alte Glatt bei Schwamendingen, Zürich. Materialtechnologische Untersuchungen und Bruchversuch.» EMPA-Bericht Nr. 203, Dübendorf, 1977.

## Material investigations and failure tests on a 20 years old, prestressed bridge over the Glatt near by Zurich

In 1954 when the highway A from Zürich to Winterthur was extended, a new bridge over the Alte Glatt near Schwamendingen was erected. The structure was a prestressed concrete highway bridge. However with the construction of a new freeway the bridge had to be demolished (fig. 1).

On the initiative of the chief engineer of canton Zürich it was decided that the opportunity should be taken to make some material tests on the concrete and the prestress steel before the bridge was demolished. The bridge was a comparatively recent prestressed concrete structure and had been exposed to highway traffic and extreme weather conditions for some twenty years. Thus the bridge would be able to give information concerning the durability of the construction materials concrete and prestress steel. In addition it should have been possible to test whether the strength of the bridge had been influenced by the continual fluctuating traffic load, and also if normal methods for the calculation of the structural behavior were still applicable.

Bridge loading tests, as they are usually made, allow the behavior of the structure to be determined only under service-ability conditions. However with the bridge over the Alte Glatt it was attempted to also test the ultimate load behavior of the bridge.

These considerations led to the decision that the Federal Material Testing and Research Laboratories (EMPA) in Dübendorf take on the job to develop an appropriate test program [1]. There were a full two months in which to carry out the tests, but only a limited budget at disposal. A complete failure test of the bridge was ruled out. The test program evolved consisted substantially of the following tests:

1. Survey of the structural condition of the bridge using visual controls.
2. Moving load tests on the bridge with a truck in order to establish the dynamic behavior of the prestressed deck slab.
3. Extensive material property tests and investigations on the concrete, the reinforcement and the prestressed steel.
4. Static failure tests on two strips cut out of the bridge deck.

The two slab strips mentioned in 4. above differed in the different end restraint relationships between the bridge deck and the supporting walls (the various bridge components formed a continuous frame). In the first strip the anchorage heads were exposed; in the second the full restraint remained. With these conditions the failure test should have been able to clarify the question whether, with the exposure of the anchorage heads of a prestress cable, a structure will fail or not.

#### Construction and structural condition of the bridge

The bridge built in 1954 had a span of 12.5 m and a width of 21.3 m. It was prestressed in both the longitudinal and transverse directions forming a slab-frame bridge. The structural system of the bridge consisted of a continuous frame with the vertical members being the walls and the horizontal member being the bridge deck of 0.35 m thickness. A prestressing procedure based on that of Freyssinet was used. In the longitudinal direction there were sixty-two prestress

cables each with 500 kN force and twelve wires of 7 mm diameter. In the transverse direction there were fifteen cables of the same kind each with 500 kN force. There was also reinforcement of 10 mm diameter present.

The structural condition of the bridge was able to be checked through a visual control of the various elements and also some laboratory tests. These showed that the concrete construction was of a high quality concrete with only a few small cracks of maximum width 0.2 mm on the bridge deck underside. The two supports also showed no damage and were free of colouring from the precipitation of lime, which often can be observed on older concrete structures.

On the whole, the bridge was externally in a very good condition. It would certainly have been able to continue to fulfil its function for many years to come.

#### Moving load tests

The moving load tests were aimed at determining the dynamic characteristics of the bridge. These characteristics were the natural frequency  $f_0$ , the damping coefficient  $\delta$  (logarithmic increment) and the impact load factor  $\varphi$ , caused by a single vehicle. So that these dynamic measurements could be carried out, a truck with a total weight of 150 kN travelled at speeds between 5 km/h and 40 km/h along the longitudinal axis of the bridge deck ( $\cong$  bridge centre line, fig. 4). The vertical oscillations of the bridge were measured and recorded by various devices at different positions. A so called «bump test» was made to test the influence of possible unevenness in the bridge deck on the shock sensitivity of the bridge. Here the truck drove over a 50 mm thick and 280 mm wide board placed in the middle of the bridge.

From the measured and recorded oscillation amplitudes (fig. 5) an impact load factor along the longitudinal axis of symmetry could be calculated. This was according to the formula

$$\varphi = \frac{A_{\max, \text{dyn}} - A_{\max, \text{stat}}}{A_{\max, \text{stat}}} \cdot 100 (\%)$$

$$\begin{aligned} \varphi_{\max} &= 17\% && \text{(without board)} \\ \varphi_{\max} &= 170\% && \text{(with board)} \end{aligned}$$

The natural frequency of the bridge calculated from the recorded measurements came to 8.59 Hz. The calculated frequency of the first oscillation based upon certain assumptions for the moving load tests came to 8.66 Hz. The logarithmic increment  $\delta$  (the damping constant) came to an average value of 0.204

$$\left( \delta = \frac{1}{n} \cdot \ln \frac{A_0}{A_n} \right)$$

It is possible today to determine the expected dynamic characteristics ( $\delta$ ,  $f_0$ ) of a simple bridge with a program using available computer facilities. Tests carried out precisely, which necessitate a certain minimum input, are able to verify the theoretical characteristic values. This is demonstrated by the above example.

## Material investigations on the concrete, reinforcement and prestress cables

### Concrete Quality

Drilled concrete samples of 50 mm diameter were taken from various structural elements of the bridge. Information concerning the state of preservation of the concrete after over twenty years exposure to the continuous action of weather and loading was sought. A number of the samples were used for *compression tests* from which the modulus of elasticity was also obtained. The *average value of the cube compressive strength* obtained from these tests was 87.5 N/mm<sup>2</sup>. A standard deviation of 12.1 N/mm<sup>2</sup> led to a variation coefficient of 14%. For comparison the values from the strength tests made in 1954 still existed. These had produced an average cube compressive strength of 55–60 N/mm<sup>2</sup>.

Various *chemical analyses* were made in addition to the strength tests. These were to determine the *density, water absorption, cement content and carbonisation*. The results could be verified by earlier results. These results showed the same connections as the tests. Thus it could be concluded that the methods of analysis were also valid for the old concrete.

The cement content of the concrete was of the same order as that used for current construction concrete. The degree of carbonisation for several concrete samples was very small. The carbonised depth came to a maximum of 1.2 mm. The deeper concrete reacted as strongly alkaline which indicated a dense high quality concrete.

### Reinforcement

The reinforcement the various structural elements consisted of *cold worked steel 40* (Torstahl 40) for the *longitudinal reinforcement* and *Caron reinforcement* (Caronstahl) for the *secondary transverse reinforcement*. Some samples of the reinforcement were taken from the bridge *after* the failure tests. A static tensile strength test was made on these examples. The yield stress  $\sigma_s$  and the ultimate tensile strength  $\beta_z$  found are shown in Table 1.

The concrete cover measured on the bridge and also on some drilled samples came in all cases to at least 25 to 30 mm, thus fulfilling the current SIA Code requirements (Code SIA 162, Sect. 3.28<sup>1</sup>), which require a minimum 25 mm cover. No trace of corrosion was found on the reinforcement samples taken, no doubt because of this good concrete cover present.

### Prestress cable

Material examinations carried out on several 1 m long sections of prestress cable were made in order to examine *the state of preservation* of the cable (fig. 6 and 7).

The cable showed *externally* to be *in good condition* with respect to corrosion and anchorage. Also, a strong bond between the construction concrete and the cable sheath was found to be present. Once the sheath was opened the inner of the cable could be examined. To a large extent (95%) there appeared small voids in the otherwise dense and compact grout filling. These voids originated from air bubbles entering during the injection of the grout into the sheath. Only a leak at the ends would allow this as there was no air outlet tube at the cable middle. The upper surfaces of the voids were often coated with a whitish layer from the lime precipitating out of the water.

The *covering* of the single prestress wires with grout was mostly very good. However often a section of the wires lay against the sheath. There was no surrounding grout at this contact line and some corrosion showed, but the majority of the prestress wires were free from all corrosion.

*Static and dynamic strength tests* on fifty prestress steel samples produced results which were within the current strength requirements. The average yielding stress came to 1477 N/mm<sup>2</sup>, and the ultimate tensile strength to 1622 N/mm<sup>2</sup>. The actual condition of the bridge prestress was able to be tested on five transverse cables. The forces in these cables were able to be found by measurement of the shortening of single wires after they had been cut through. An average elastic modulus of  $E = 202$  kN/mm<sup>2</sup> was obtained leading to an effective prestress force of 427 kN per cable. This was 84.6% of the original value. The prestress losses of around 15% after

20 years of service are of the expected order. They correspond quite well with the estimated value of 12% calculated in 1954.

## Static failure tests

### General

The structural analysis of the bridge predicted a collapse load of 20 MN for the total bridge. This meant that a failure test on the whole bridge with relatively moderate expenditure was not possible. The tests were thus *limited to two immediately adjacent slab strips each of 0.90 m width*, which was limited by the arrangement of the longitudinal cables in the bridge deck. Both strips were cut out of the bridge deck with diamond saw plates. The width of the cuts was 3 mm and the cuts from were made as vee-cuts. This was to prevent a possible tilting of the section and thus jamming in the main structure during loading.

The separated strips differed in their end restraints. The end restraint for the strip (S1) was as for the bridge deck in the supporting walls, providing a frame action. In the second strip the three anchorage heads of the longitudinal cables were exposed, thus eliminating the fixed end restraint. The effect of exposing the anchorage heads could also be tested. *The two strips formed well defined structural systems* for which firstly, *exact computations could be made*, and secondly, *a static failure test of normal work input could be made*. The system with the strip S1 formed a frame. The strip S2 formed a simply supported beam. These simply calculated structural systems should have been able to show whether the behavior established theoretically and through countless laboratory tests actually coincided with reality.

### Loading arrangements

The loading arrangement for the failure tests on the two strips consisted basically of the following (fig. 9):

- 4 steel cross beams arranged at right angles to the strip, their ends supported on concrete cubes and fastened to the still intact bridge sections with tensioned rods.
- 8 hydraulic controlled 250 kN tension/compression loading press cylinders with a raising height of 0.30 m. 2 cylinders were fastened to each cross beam.

In order to achieve a desired distribution of the load over the whole of the strip, the loading points of the four load groups were placed at approximately the quarter points of the span. The bridge deck still in tact had to be loaded with additional weight so that it did not lift as the strips were loaded. This *additional loading* consisted of lead bars and concrete cubes of a total weight of  $2 \times 676$  kN (fig. 9).

The aim in these failure tests was to observe and examine *the carrying behavior of the two different structural systems* and also to compare the ultimate load and moment with the theoretical values. The tests brought out several points worth mentioning [2]:

- In strip S1 there was to one side an inconsistency in the path shape of the prestress cable. This led to a somewhat unexpected failure. Nevertheless the calculated safety factor did not exceed the code value. So with small errors a large factor of safety could still be obtained.
- The deflections of both systems were extremely large before the limit of the carrying capacity was reached. This favourable deformation capacity could be traced back to the additional steel cross-sectional area of the prestress cable in the slab strip.
- The calculations based upon the recorded concrete strains demonstrated that the prestress was still very effective within the elastic range, even after taking into account the prestress losses.
- The theoretical values for the ultimate load and ultimate strength were verified by the test results. Thus the plasticity theory was shown to be a reliable model for the calculation of the structural strength. The mechanisms generated during the tests also corresponded very well to the expected.
- On both strips the start and development of the plastic hinges at places of large steel strains could be very easily observed. Although the prestress wires were yielding at these points nowhere did they actually fail. The eventual failure of both strips came about through a compression failure of the concrete at centre span.

- The prestress system used proved itself to be durable. With some small exceptions with respect to geometric inaccuracy the application also proved to be good.
- Exposing the anchorage heads in strip S2 created another end restraint system as regards to strip S1. However the load test showed that due to very good bond the prestress force was still

present. Also the carrying capacity was not noticeably diminished by this exposure of the anchorage heads.

The summary of the test results in table 2 gives a general view of the most important characteristic values obtained.

Adresse des Verfassers: Ch. Weder, dipl. Ing. ETH, EMPA, 8600 Dübendorf.

## Ausgewählte Beiträge aus der «Schweiz. Bauzeitung» und aus dem «Bulletin technique de la Suisse romande» zum Thema Vorspannung

### Selected contributions concerning prestressing, published in the «Schweiz. Bauzeitung» and in the «Bulletin technique de la Suisse romande»

**Evolution dans la conception et la construction des ponts mixtes acier-béton en Suisse.** Par Jean Petignat et Hans-Gerhard Dauner, Heft 5, S. 89-94, 1974

**Aus der Entstehungsgeschichte der Sihlhochstrasse in Zürich.** Von W. Schalcher, Heft 21, S. 510, 1974

**Die Anwendung eines Vorschubgerüsts beim Bau der Sihlhochstrasse.** Von F. Wolf und P. Kropf, Heft 21, S. 511-517, 1974

**Bauausführung der Sihlhochstrasse.** Von H. Gossweiler und J. Leisinger, Heft 21, S. 518-521, 1974

**Der Bau der Hardbrücke in Zürich.** Von B. Bernardi, E. Bosshard und W. Dobler, Heft 13, S. 179-184, 1975

**Projekt und Ausführung der Felsenaubrücke Bern.** Von Ch. Menn, Heft 39, S. 610-612, 1975

**Versuche an vertikalen Zugverankerungen.** Von J. Bernath, F. Hirt, E. Marth und U. von Matt, Heft 48, S. 779-783, Tafeln 1/3, 1975

**Versuche und Berechnungen zum dynamischen Verhalten einer Leichtbetonbrücke und einer analogen Betonbrücke.** Von H. Bachmann und R. Dieterle, Heft 28/29, S. 419-426, 1976

**Die Leichtbetonbrücke Schaffhausen.** Von S. Baläs, Heft 28/29, S. 426-429, 1976

**Die Leichtbetonbrücke Schaffhausen, Bauwerk Nr. 8, Nationalstrasse N 4.** Von K. Wehrli, Heft 31/32, S. 461-467, 1976

**Zum Bruchsicherheitsnachweis.** Von U. Lehmann, Heft 36, S. 519, 1976

**Zum Bruchsicherheitsnachweis bei vorgespannten Betontragwerken.** Von B. Schneeberger, Heft 36, S. 520-524, 1976

**Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.** Von J. Grob und B. Thürlimann, Heft 40, S. 593-600, 1976

**Weitgespannte Betonkonstruktionen im Hallenbau, Systeme, Baustoffe, Bauverfahren, Bauwerke.** Von H. Bomhard, Heft 5, S. 47-54, 1977

**Das Vorschubgerüst für den Viaduc du Lac de la Gruyère.** Von E. Bosshard, E. Senft und W. Glockner, Heft 21, S. 319-329, 1977

**Verbundprobleme bei Spannbett-Vorspannung.** Von H. Birkenmaier, Heft 26, S. 426-433, 1977

**Die Lättenbrücke bei Glatfelden.** Von H. Hofacker, F. W. Jenny und H. Fiechter, Heft 26, S. 448-453, 1977

**Berechnung vorgespannter Stützen nach RL 35, Norm SIA 162.** Von Ch. Menn, Heft 26, S. 460-462, 1977

**Brücken über kriechende Gehängeschuttdecken.** Von W. Stampf, Heft 26, S. 472-475, 1977

**Schubbemessung bei Querbiegung.** Von B. Thürlimann, Heft 26, S. 478-481, 1977

**Das Senkdeckverfahren bei der Erstellung der Autoeinstellhalle des Kantonsspitals Basel.** Von R. Walther, Heft 36, S. 609 bis 612, 1977

**Der Lehnenviadukt Beckenried, Nationalstrasse N 2: Abschnitt Höfe-Seelisbergtunnel (Kt. Nidwalden).** Von D. J. Bänziger, Heft 41, S. 721-729, 1977

**Der Saaneviadukt bei Gümnenen.** Von R. Hauser, Heft 41, S. 729-733, 1977

**Messung der Kriech- und Schwindverkürzungen an einem vorfabrizierten Brückenträger.** Von H. Wanzenried, Heft 41, S. 733-735, 1977

**Bemessung von Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton und Spannbeton.** Von J. Grob, Heft 45, S. 809-817, 1977

**Eisenbahnbrückenbau am Gotthard. Einige Besonderheiten der Unteren Tessinbrücke bei Giornico.** Von M. Tschumi, Heft 51/52, S. 933-938, 1977

**Vorgespannte Druckstollen.** Von P. Matt, F. Thurnherr und I. Uherkovic, Heft 5, S. 63-72, 1978

**Ponts route mixtes acier-béton.** Par F. Ciolina, «Bulletin technique de la Suisse romande», no 19, p. 200-211, 1974

**Les dalles précontraintes du Centre d'exploitation de la Blécherette.** Par Piguet Ingénieurs-Conseils S. A., «Bulletin technique de la Suisse romande», no 10, p. 154-159 (Planche 1/8), 1975

**Comportement du modèle d'un caisson de réacteur à cavités multiples.** Par R. Favre, M. Koprna et J.-P. Jaccoud, «Bulletin technique de la Suisse romande», no 25, p. 397-402, 1976

**L'institut de la construction métallique de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, (Diverses contributions).** «Bulletin technique de la Suisse romande», no 17, p. 205-225, 1977

**Abaques pour le dimensionnement à la rupture des sections en béton armé.** Par R. Walther et B. Houriet, «Bulletin technique de la Suisse romande», no 26, p. 347-351, 1977

**Le pont sur le Krumbach, réalisation d'un pont-arc sans étayage.** Par P. Missbauer, «Bulletin technique de la Suisse romande», no 2, p. 9-12, 1978

# Korrosionsschutz an Schienenfahrzeugen

Von Hans Lilljeqvist, Zürich

Ein zweckmässiger Anstrich der Schienenfahrzeuge, der auf überflüssige Perfektion verzichtet, aber Stoffe verwendet, die in erster Linie lange Haltbarkeit, aber auch einfache Verarbeitung ermöglichen, trägt wesentlich zur Wirtschaftlichkeit im Fahrzeugunterhalt bei. Nach über zehn Jahren Betriebserfahrung ergibt sich die Zweckmässigkeit der damals gewählten Lösungen und Anstrichstoffarten.

## Wirtschaftliche Bedeutung des Anstrichs

Der Rhythmus im Fahrzeugunterhalt zur Sicherung und Erhaltung der Betriebssicherheit, Zuverlässigkeit und Komforthaltung wird nicht nur vom «Mechanischen Verschleiss» der Fahrzeuge und ihrer einzelnen Bauteile, sondern auch und in manchen Fällen sogar primär vom «Stoffverschleiss durch Korrosion» bestimmt. Es leuchtet deshalb ein, dass der Korrosionsschutz schon bei der Herstellung der Fahrzeuge bestmöglichst auszuführen ist. Muss ein Fahrzeug wegen des Abbaues des Korrosionsschutzes in die Hauptausbesserung genommen werden, so sind dort zusätzlich zur Erneuerung des Korrosionsschutzes zuerst die korrodierten Stellen durch Zerlegung des Fahrzeuges frei zu machen und einwandfrei zu reinigen. Diese Arbeiten benötigen meistens mehr Aufwand an Arbeitsstunden als die Wiederaufbringung der Schutzüberzüge. Durch sinnvolle «Erstkosten-Aufwendung» können die wesentlich höheren «Spätkosten» durch Korrosionsschutz vermindert werden.

Eine Arbeitsgruppe der UIC (*Union internationale des Chemins de fer*) unter Schweizer Vorsitz hat in langer Arbeit umfassende Empfehlungen für den Korrosionsschutz von Eisenbahnfahrzeugen ausgearbeitet. Die Einsparungen im Fahrzeugunterhalt durch Anwendung der UIC-Empfehlungen dürften bei den SBB allein gegen 10 Prozent des Unterhaltes betragen. Es ist nun aber nicht etwa so, dass Forderungen gestellt werden, die wirtschaftlich nicht vertretbar sind. Man strebt im Gegenteil an, nur soviel zu fordern, was unbedingt nötig ist; aber das, was nötig ist, muss aber auch einwandfrei ausgeführt werden.

Schutz vor Korrosion ist auch im Rahmen des *Energieverbrauches* zu betrachten. Im Jahre 1970 kostete die Korrosion den USA 60 Mia Fr. Ein Drittel dieses Betrages entfiel auf *unwiederbringliche* Verluste an Gütern, zwei Drittel mussten für den *Korrosionsschutz* aufgewendet werden. Angesichts der schwindenden Vorräte an Rohstoff und Energie muss *heute dem Schutze aller Güter höchste Aufmerksamkeit geschenkt werden*. Die Zeiten der Wegwerfwirtschaft sind vorbei. Unsere Anstrengungen müssen sich in Zukunft vermehrt auf die *Erhaltung* von Gütern hin richten. Der Schutz der Werkstoffe vor Korrosion oder Verrottung gewinnt damit vermehrt an Bedeutung. Wenn anorganische Stoffe, vor allem Metalle, verhältnismässig effektiv zurückgewonnen werden können, so ist dies bei den organischen Werkstoffen, Kunststoffen beispielsweise, viel schwieriger. Die Rückgewinnung von Metallen erfordert aber ansehnliche Energiemengen. Ein effektiver Korrosionsschutz ist deshalb vor allem für die westlichen Wirtschaftsgebiete, die nur einen kleinen Teil der Energievorräte der Welt besitzen, für die Zukunft eine wichtige Aufgabe. Er kann nur erreicht werden, wenn die folgenden Tätigkeiten ernsthaft umschrieben, ausgeführt und überwacht werden.

## Ausführungsbedingungen

### Konstruktion

Der Korrosionsschutz beginnt auf dem Reissbrett. Korrosionsgefährdete Stellen sind Überlappungen, Kasten-Hohlprofile, scharfe Ecken, Säcke, in denen sich Feuchtigkeit ansammeln kann, Fensteröffnungen, scharfe Kanten, Rohrleitungen, Durchbrüche, Verbindungen von Teilen aus verschiedenen Materialien u.a.m.

### Oberflächen-Vorbereitung

Der beste Anstrichstoff und die beste Applikation nützen nichts, wenn die Oberflächen, die geschützt werden sollen, nicht vorher einwandfrei von Walzhaut, Fett und anderen störenden Fremdstoffen befreit werden. Die Oberflächenvorbereitung ist aufwendig und braucht geeignete Anlagen und Einrichtungen (Stahlkiesstrahlen).

### Fertigungsbedingungen für die Beschichtungen

Die Fertigungsbedingungen für die Beschichtungen geben dem Hersteller an, was für Beschichtungsstoffe für die verschiedenen zu schützenden Oberflächen verwendet werden sollen. Je nach Beanspruchung durch die Umwelteinflüsse und je nach Wirtschaftlichkeit sind die dazu geeignetsten Stoffe empfohlen. Die erforderlichen Trockenschichtdicken der Schutzschichten hängen ab von der Beschaffenheit (Rauheit) der zu schützenden Oberfläche und von der Beanspruchung des Schutzsystems durch die Umwelteinflüsse, wie Witterung, mechanische und chemische Beanspruchung durch das Ladegut.

### Technische Lieferbedingungen für Beschichtungsstoffe

Die zur Beschichtung zugelassenen Stoffe müssen eine ganze Reihe von minimalen Eigenschaften aufweisen. Diese teilen sich auf in Anforderungen im Lieferungszustand, Verarbeitungszustand und im Zustand des getrockneten Films. Lager- und Transportfähigkeit sind weitere Eigenschaften, die erfüllt sein müssen. Die Lieferbedingungen umschreiben für jede Art Stoff die spezifischen Anforderungen. Alle geforderten Eigenschaften müssen zum mindesten bei der Entscheidung über die Zulassung geprüft werden. Je nach Fähigkeit und Zuverlässigkeit des Herstellers kann sich die Überprüfung auf einige wenige Eigenschaften beschränken. Eine laufende Überwachung der gelieferten Stoffe, sowohl bei den Fahrzeugherstellern wie in den Eisenbahnwerkstätten, ist notwendig zur Sicherung der Qualität der Fahrzeuganstriche und dient der Erziehung der Lieferer zur Qualitätshaltung. Die technischen Lieferbedingungen enthalten keine Zusammensetzungsvorschriften, sondern legen nur die physiologischen und technologischen Anforderungen fest. Damit wird dem Hersteller ein grosser Spielraum für die Zusammensetzung der Produkte gelassen.

### Prüfverfahren für Anstrichstoffe

Damit zwischen Hersteller und Verbraucher über die Prüfverfahren von Anstrichstoffen keine Meinungsverschiedenheiten aufkommen, ist es wichtig, die Prüfverfahren so genau wie möglich zu umschreiben. Überall da, wo ISO- (International Organization for Standardization)-Prüfverfahren vorliegen, sind diese als verbindlich erklärt. Da jedoch für die Hälfte aller Prüfverfahren noch keine solchen Nor-

men vorliegen, wurden sogenannte *UIC-Verfahren* festgelegt. Da ISO-Methoden sehr ausführlich, umfangreich und zeitraubend sind, wurden für Routineprüfungen im Falle von Lieferkontrollen als Alternativlösung vereinfachte UIC-Prüfmethoden ausgearbeitet.

#### *Güteprüfung von Anstrichsystemen*

Vielleicht die wichtigste Tätigkeit bei der Ausführung von Korrosionsschutzarbeiten ist die Überwachung der Arbeiten und der Anstrichstoffe. Ein *Abnahmekontrolleur* hat der Reihe nach

- die Konstruktion auf korrosionsschutzgerechte Ausführung,
- die Oberflächenbeschaffenheit vor dem Aufbringen der ersten Schicht,
- die Applikationsverfahren,
- die erzielten Trockenschichtdicken, vor allem an schwer zugänglichen Stellen,
- die genügende Überdeckung der Oberflächen zu überprüfen.

#### **Erfahrungen mit den gewählten Systemen**

Es dürfte interessieren, was für Erfahrungen seit der Einführung mit den gewählten Schutzsystemen gemacht wurden.

Grundsätzlich darf gesagt werden, dass sich die gewählten Systeme, Methoden und Stoffe bewährt haben und auch in Zukunft mit einigen wenigen Modifikationen weiter angewendet werden:

#### *Dispersionsfarben für Reisezugwagen-Deckanstriche*

Vor ziemlich genau zwanzig Jahren wurde ein Wettbewerb für Farben für den Anstrich der *hölzernen Güterwagenkasten* abgeschlossen. Es zeigte sich, dass weder Kunstharzlacke noch Dispersionsfarben bei der natürlichen Bewitterung eindeutig obenaus schwangen. Da die meisten Dispersionsfarben mit weniger Schichten auskamen, eine wesentlich kürzere Trockenzeit aufwiesen und zudem in der Verarbeitung erhebliche Vorteile boten, entschlossen sich damals die SBB, künftig für den Anstrich der Güterwagen der Regalbauart nur noch Dispersionsfarben zu verwenden. Ab 1957 wurden bereits auch die *Güterwagen mit Stahlkasten* mit Dispersionsdeckfarben gespritzt. Dieser Anstrichaufbau hat sich in der Praxis so gut bewährt, dass im Jahre 1965 als Versuch der Kasten eines *Triebwagens* mit Dispersionsfarbe auf PVA-Basis gespritzt wurde; es war dieselbe Qualität, wie sie bei den Güterwagen Verwendung fand.

Die Beobachtungen an diesem Anstrich waren durchwegs positiv. Die Farbtonhaltung war sehr gut, die periodische Aussenreinigung dieses Fahrzeuges mit den üblichen Reinigungsmethoden gab zu keinen Beanstandungen Anlass. Die Anfälligkeit auf Verschmutzung war nicht anders als beim bisherigen Alkydharzanstrich. Ein Jahr später hörte man dann von den *restriktiven Gesetzen zur Bekämpfung der Luftverschmutzung in Kalifornien*. Dies gab zu denken. Ausserdem hatte man einige Jahre früher unliebsame Vorgänge bei der Verarbeitung von dickschichtigen Bitumenlösungen zur Kenntnis zu nehmen. Mehrere explosionsartige Brände von ganzen Wagenkasten führten dazu, die *Entwicklung von wässrigen Bitumenemulsionen* anzuregen. Bald darauf konnte man bei den Bitumenprodukten auf die Lösungsmittel verzichten, was eine erhebliche Verminderung der Gefahren in den Werkstätten ermöglichte. Explosions- und Brandgefahr, Beeinträchtigung der Gesundheit der Mitarbeiter und Beschaffungskosten für die Lösungsmittel, die bei der Verarbeitung verdunsten und im Trockenfilm nicht mehr vorhanden sind, fielen weg. Alle diese Vorteile wollte man weitgehend auch für die übrigen Anstriche erreichen.

Dank den Bemühungen einiger schweizerischer Farbenhersteller gelang es, eine Dispersionsfarbe zu entwickeln, die für den Deckanstrich von Reisezugwagen geeignet ist. Die Hauptwerkstätte SBB Zürich begann mit diesen *Farben auf Acrylharzbasis* ausgedehnte Versuche mit einer grösseren Anzahl von Fahrzeugen. Es bestätigte sich dabei, dass die Dispersionsfarben in bezug auf Verschmutzungsanfälligkeit, Reinigungsfähigkeit und Beständigkeit gegen Reinigungsbeanspruchung so gut sind wie andere hochwertige Deckanstrichlackfarben.

Im Jahre 1968 beschlossen die SBB, für den *Deckanstrich von Triebfahrzeugen und Reisezugwagen* die *Dispersionsfarbe auf Acrylharzbasis* einzuführen und allgemein vorzuschreiben. Die laufende kritische Beobachtung dieser Anstriche im Vergleich mit andern modernen Systemen wie beispielsweise PUR (Polyurethanharz) zeigen, dass mit der Wahl dieser Dispersionsfarben der richtige Weg eingeschlagen wurde.

Heute, d.h. nach etwa 10 Jahren, sind etwa 70 Prozent der Triebfahrzeuge, u.a. der neue Vorortzug gelb/lila, und die Re 6/6-Lokomotiven dunkelgrün, mit Dispersionsfarbe gespritzt. Bei den Reisezugwagen beträgt der Anteil, der mit Dispersionsfarbe behandelt wurde, etwa 40 Prozent, u.a. die TEE-Züge beige/dunkelrot und die Swissexpresszüge steingrau/hellrot. Selbstverständlich gibt es unter den Dispersionsfarben gute und weniger gute Qualitäten. Die letzteren konnten durch laufende Prüfungen ausgeschieden werden. Die stete Überwachung dieses Anstriches, sowohl auf dem Bewitterungsprüfstand wie auch im praktischen Betrieb zeigt, dass er nach wie vor in bezug auf Wetterbeständigkeit (Auskreiden, Farbtonveränderung und Glanzgradhaltung) auch nach über zehn Jahren Betrieb praktisch keine Veränderungen aufweist. Die Anfälligkeit auf Verschmutzung ist nicht grösser als bei andern hochwertigen Aussenanstrichen, und die Fähigkeit, sich reinigen zu lassen, ist ebenfalls als problemlos zu bezeichnen. Die Betriebszeit bis zu einer notwendigen Erneuerung der Deckfarbe wird doppelt so gross sein wie beim vorherigen System mit Nitrokombilacken, wobei meistens die mechanischen Beschädigungen und nicht die Abwitterung eine Erneuerung erfordern.

#### *Zweikomponenten-Epoxysspachtel*

Die lange Zeit verwendeten *Öl- oder Alkydharzspachtel* waren das grosse Sorgenkind. Oxidativtrocknend sind sie einem steten Abbau unterworfen und nach 10 bis 15 Jahren dermassen abgebaut (Risse, Ausbröckelungen u.a.m.), dass das ganze Anstrichsystem entfernt und von Grund auf neu aufgebaut werden muss. Man suchte deshalb nach Lösungen, um dieses schwächste Glied in jedem Anstrichaufbau durch etwas besseres zu ersetzen. Schon 1959 wurden Versuche mit einem *Aralditspachtel* auf einzelnen Fahrzeugen ausgeführt. Das System scheiterte lange Zeit an der schlechten Verarbeitbarkeit des Spachtels. Er war sowohl zum Ziehen und Schleifen ausserordentlich zähe. Erst 1965 konnte ein Spachtel mit dem gleichen Basismaterial, jedoch mit weit besseren Verarbeitungseigenschaften eingesetzt werden.

Sämtliche Fahrzeuge, sowohl im Neubau wie auch im Unterhalt bei Neuanstrich, wurden seither mit Epoxysspachtel behandelt, so dass heute etwa 90 Prozent der Triebfahrzeuge und 70 Prozent der Reisezugwagen einen dauerhaften Spachtel besitzen. Die Ergebnisse auf dem Bewitterungsstand sowie die Beobachtungen im Betrieb überzeugen, dass der Spachtel die Lebensdauer des Fahrzeuges aushalten wird (etwa 30 bis 40 Jahre). Es ist also nicht mehr mit Totalanstricherneuerungen an den bereits behandelten Fahrzeugen zu rechnen. Wenn für eine solche Gesamtanstricherneuerung mit Zusatzkosten von Fr. 5000.– gegenüber lediglich einer Deckanstricherneuerung gerechnet wird und etwa 180 Fahrzeuge jährlich behan-

delt werden müssen, so betragen die jährlichen Einsparungen gegen 1 Mio Franken.

### Zinkstaubfarben

Jahrelang wurden die Stahlkonstruktionen der Güterwagen nach dem Stahlkiesstrahlen mit einem Kunstharz-Zinkchromatprimer von meist zwei Schichten grundiert und mit einem dicken Bitumendeckanstrich oder einem Deckanstrich mit Kunstharzlack- oder Dispersionsfarbe versehen. 1958 wurden versuchsweise Spezialflachwagen nach dem Strahlen mit Zinkstaubfarbe von etwa 80 µm Trockenschichtdicke gespritzt und ohne weiteren Deckanstrich in Betrieb gesetzt. Man stellte bald fest, dass die Schutzwirkung dieses Systems verblüffend gut war. Neben überdurchschnittlich guten korrosionsschützenden Eigenschaften widersteht dieser Anstrich hohen mechanischen Beanspruchungen. Da sich diese Art Anstrichstoff zudem in den Verarbeitungsbetrieben wegen seiner kurzen Trockenzeit und problemlosen Verarbeitungseigenschaften beliebt machte, wurden die ab 1970 gebauten Güterwagen ausschliesslich nur noch mit Zinkstaubfarbe gespritzt, nämlich die Stahlkonstruktion der Schiebewandwagen, die Flachwagen, die Zementsilowagen, Schotterwagen u.a.m. Es wird eine Trockenschichtdicke von 150 µm gefordert, die mit zwei Spritzschichten erreicht werden kann; dabei kann wegen der kurzen Trockenzeit die zweite Schicht unmittelbar nach der ersten aufgebracht werden. Die Zinkstaubanstriche erhalten in der Regel keinen Deckanstrich.

Vor zehn Jahren wurden von einer grösseren Serie von Kohlesilowagen mit Schwerkraftentleerung einige innen mit einem Zinkstaubanstrich versehen. Kürzlich wurde anlässlich

der periodischen Revision festgestellt, dass der Schutz zu etwa 90 Prozent noch vorhanden ist und die Stahlkonstruktion praktisch nicht gelitten hat. Die Wagen ohne diesen Innenschutz sind nach gleichlanger Betriebszeit zum Teil derart korrodiert, dass der ganze Kastenaufbau ersetzt werden muss. Auch an den gewöhnlichen offenen Wagen hat sich die Innenauskleidung bestens bewährt und trägt zu einer deutlichen Verlängerung der Lebensdauer des Kastenaufbaus bei.

Materialmehrkosten für diese Art Anstrichstoff werden in jedem Fall kompensiert durch die Minderkosten für die Anstricharbeiten.

### Zukunft

Es ist kaum damit zu rechnen, dass in den nächsten Jahren umwälzende Neuerungen die zur Zeit angewandten Methoden verdrängen werden. Die *Umweltschutzverordnungen* werden aber noch einiges zu reden, zu untersuchen und anzupassen geben. Es ist nämlich festgestellt worden, dass der Gehalt an Metallen wie *Chrom, Zink, Kupfer* u.ä. in den *Abwässern von Reinigungsanlagen für Fahrzeuge und Fahrzeugteile die zulässigen Werte erreicht hat* und dass die zurückbleibenden Schlämme nicht mehr ohne weiteres deponiert werden können. Aktiver Korrosionsschutz und damit Erhaltung aller Stahlkonstruktionen kann nach bisheriger Kenntnis *nur mit schwermetallhaltigen Pigmenten* erreicht werden. Was für geeignete, wasserungefährdende Pigmente kommen künftig in Frage?

Adresse des Verfassers: *H. Lilljeqvist*, dipl. Ing. ETH, Sachbearbeiter Korrosionsschutz der SBB, Hauptwerkstätte Zürich, Hohlstr. 400, Postfach 122, 8048 Zürich.

## Umschau

### Grösste Supraleiter-Kabelstrecke der Welt funktionsfähig

Erfolgreich haben Wissenschaftler und Ingenieure des *Erlanger Forschungszentrums* und des *Berliner Kabelwerkes der Siemens AG* ihre rund acht Jahre währenden Untersuchungen an der derzeit grössten funktionsfähigen Supraleiter-Kabelstrecke der Welt abgeschlossen. Das aus Mitteln des Bundesministers für Forschung und Technologie geförderte Projekt «Supraleitendes Drehstromkabel» soll mit Übertragungsleistungen von mehr als 2000 MVA die Voraussetzungen für die sichere Versorgung mit Elektroenergie – vor allem von Ballungszentren – *nach der Jahrhundertwende* schaffen. Mit der dafür samt allen Komponenten entwickelten und aufgebauten 35 m langen einphasigen 110-kV-Versuchsstrecke, die auch mit den entsprechenden Endverschlüssen versehen war, wurde erstmals die grundsätzliche Eignung solcher Kabel zur verlustlosen Übertragung höchster Leistungen nachgewiesen.

Der Spannungstest ergab für die Wechsellastfestigkeit einen bis zu 2,4fachen und für die Stossspannungsfestigkeit einen bis zu 4,7fachen Wert der Betriebsspannung. Der Stromtest lief über längere Zeit mit einem höchsten Phasenstrom von 10000 A. Das Abkühlen auf die Betriebstemperatur von 4 K dauert etwa zwölf Stunden. Eine praxiserprobte dreiphasige Ausführung des Supraleiter-Drehstromkabels für 2000 MVA würde heute für die elektrische Versorgung einer Grossstadt, wie z.B. Hamburg, ausreichen.

Supraleiterkabel werden die Umwelt nicht beeinträchtigen: Ihre drei flexiblen Phasenleiter werden gemeinsam in eine starre thermische Isolierung eingezogen und ähnlich wie ein Hochdruck-Ölkabel mit Stahlmantel in der Erde verlegt. Sie sind nach aussen völlig feldfrei, geben keine Wärme ab und machen mit einem Gesamtdurchmesser von nur 0,5 m ausserordentlich schmale Trassen möglich. Bevorzugt werden sie deshalb beim Einspeisen und Durchqueren von Ballungsräumen angewendet werden, wo die Energie unterirdisch bei geringstem Raumbedarf übertragen werden muss. Ihre Länge dürfte deshalb zwischen 10 und 100 km betragen.



Die elektrische Kabelisolation besteht aus Polyäthylen-Folien. Für die supraleitende Schicht des Leiters wurde reines Niob benutzt. Die dielektrischen wie die Supraleiter-Verluste sind vernachlässigbar klein. Verluste entstehen im wesentlichen nur durch die Wärmeströmung von dem im Erdreich liegenden Aussenrohr auf den heliumgekühlten Leiter; sie belaufen sich unter Berücksichtigung des Wirkungsgrades der Helium-Kältemaschine auf etwa 80 kW/km – das sind 0,004 Prozent der Übertragungsleistung.

## Bruchfestes Glas zum Einkapseln von Atommüll

Neuartige Glasmassen für die sichere Verpackung von stark radioaktiven Abfällen haben die Physikprofessoren *Theodore Litovitz*, *Pedro Macedo* und *Joseph Simmons* von der Katholischen Universität in *Washington* entwickelt. Die als Einschlussmaterial verwendeten Gläser in Stabform halten hohe Radioaktivität für einen sehr langen Zeitraum zurück – man schätzt, für mindestens eine Million Jahre. Die bisher zum Einkapseln radioaktiver Abfälle versuchsweise verwendeten Gläser garantieren dies nur für etwa 1000 Jahre.

Die Festigkeit der neuen Glasmassen entspricht etwa der des Stahls. Sie sind poröser als gewöhnliches Glas, so dass sie die radioaktiven Stoffe gut absorbieren können. Ist die Einschlussmasse mit nuklearen Abfällen gesättigt, wird sie erhitzt. Dabei konzentrieren sich die radioaktiven Stoffe in der Mitte des Glasstabs, der an der Aussenseite eine Auflage aus reinem, nichtporösem Glas erhält.

Wie die drei Wissenschaftler erklären, können die Glasstäbe sicher in Salzbergwerken gelagert werden; hingegen sind die bisher angewandten Methoden zur Zwischen- oder Endlagerung nuklearer Abfälle in ehemaligen Salzbergwerken keine zufriedenstellende Lösung. Ausserdem sei es möglich, die Glasstäbe, die noch eine schwache Strahlung abgeben, für praktische Zwecke wie Abwasserbehandlung oder Konservierung von Nahrungsmitteln zu verwenden. Dadurch würden teure und keineswegs immer sichere Präparate zur chemischen Behandlung überflüssig.

## Eidg. Technische Hochschule Zürich

### Konrad Osterwalder, neuer Professor für Mathematik



Konrad Osterwalder wurde 1942 in *Frauenfeld* geboren. 1961 bis 1966 studierte er Mathematik und Physik an der *ETH Zürich*. 1966 erhielt er das Diplom in *theoretischer Physik*. 1966 bis 1970 arbeitete er als Assistent am Seminar für theoretische Physik der *ETH*.

Nach dem Doktorat bei Klaus Hepp war er 1970 bis 1971 Visiting Member am *Courant Institute for Mathematical Sciences, New York University*, und 1971/72 Rese-

arch Fellow am Physik Departement der *Harvard-Universität*, *Cambridge, Mass.* 1972 bis 1975 war er Assistent Professor für *Mathematical Physics*, Departement für Mathematik und Physik an der gleichen Universität und 1975 bis 1977 daselbst Associate Professor für mathematische Physik. Seit 1974 ist er zudem *Alfred P. Sloan Foundation Fellow*. Auf Anfang des Wintersemesters 1977 hat er sein Amt als ordentlicher Professor für Mathematik an der *ETH* übernommen.

Im Unterricht ist Professor Osterwalder besonders daran gelegen, den engen Zusammenhang zwischen Mathematik und Physik deutlich zu machen. Sowohl in den Anfängervorlesungen wie in Spezialkursen soll immer wieder hervorgehoben werden, dass einerseits eine Kenntnis der mathematischen Strukturen nötig ist, um physikalische Theorien logisch einwandfrei zu formulieren. Andererseits beruhen viele mathematische Begriffsbildungen letztlich auf physikalischer Erfahrung und Intuition und können darum auch am besten von daher verstanden und motiviert werden.

Osterwalders wissenschaftliches Interesse gilt hauptsächlich den mathematischen Grundlagen der Physik, im besonderen der *relativistischen* und *nichtrelativistischen Quantenmechanik* und der *statistischen Mechanik*. Die eigene Forschungstätigkeit ist der *mathematischen Formulierung einer Theorie der Elementarteilchen* gewidmet. Dabei sollen vor allem die fundamentalen

Aspekte der Theorie axiomatisch begründet werden, Details anhand konkreter Modelle studiert und Strukturen analysiert werden. Eine wichtige Rolle spielen dabei die kürzlich entdeckten Zusammenhänge zwischen relativistischer Quantenfeldtheorie und klassischer statistischer Mechanik und damit auch mit der Theorie der stochastischen Prozesse.

Seine derzeitigen Forschungsprojekte befassen sich vor allem mit *Theorien mit inneren Symmetrien*, sogenannten *Eichtheorien*. Es sind dies Theorien, denen man zurzeit die grösste Chance gibt, einmal zu einem mathematisch konsistenten Bild von der Welt der Elementarteilchen zu führen. Die Konstruktion solcher Theorien verknüpft Ideen aus den verschiedensten Gebieten der Mathematik (*Analysis, Gruppentheorie, Wahrscheinlichkeitstheorie, Topologie, algebraische Geometrie*) und legt die Untersuchung neuer abstrakter Probleme nahe.

### 19 erfolgreiche Absolventen des Nachdiplomkurses für Raumplanung

Kürzlich überreichte der Rektor der *ETH*, *Hans Grob*, 19 erfolgreichen Absolventen des Nachdiplomstudiums für Raumplanung bei einer einfachen Feier ihr Zertifikat. Der fünfte Nachdiplomkurs für Raumplanung, den das *Institut für Orts-, Regional- und Landesplanung* der *ETH* organisierte, hatte 1975 begonnen und ging im Oktober 1977 zu Ende. Insgesamt schlossen bisher 102 Studenten interdisziplinäre Kurse ab.

Je ein Drittel der neuen Raumplaner arbeitet heute in der Verwaltung, in privaten Raumplanungs-, Ingenieur- und Architekturbüros und in der Forschung, dort meist als Doktoranden.

Folgende Projekte wurden im Kurs 1975/77 von den Studentengruppen bearbeitet: Projekt I (erstes Studienjahr): *Revision einer Ortsplanung einer halbstädtischen Gemeinde*. Projekt II (zweites Studienjahr): *Aktuelle und schwierige Fragen der überörtlichen Raumplanung in den Kantonen Aargau und Schaffhausen*. Es fand eine intensive und erfreuliche Zusammenarbeit mit den Behörden und Beamten der Gemeinde, bzw. der Kantone statt. Im zweiten Studienjahr (Sommersemester und Semesterferien) wurde anschliessend von jedem Teilnehmer eine Einzelarbeit mit der selbständigen Behandlung eines ausgewählten Gegenstandes der Raumplanung verfasst.

Das *ORL-Institut* war erstmals im Jahre 1967 durch den Schweiz. Schulrat beauftragt worden, ein Nachdiplomstudium der Raumplanung einzuführen. Ein Rahmenprogramm umschreibt die Lehrziele. Die Ausbildung umfasst Probleme der örtlichen sowie besonders die der überörtlichen Raumplanung. Das Nachdiplomstudium der Raumplanung dürfte wohl der älteste und konstanteste interdisziplinäre und projektbezogene Studienlehrgang in der Schweiz sein. Je Kurs werden 16 bis 25 Teilnehmer ausgebildet. In den vergangenen 10 Jahren haben 102 Studenten, die den akademischen Abschluss der folgenden Grundstudien besaßen, abgeschlossen: Architektur 42, Geographie 12, Forsting. 10, Bauing. 10, Wirtschaftswissenschaften 8, Kulturing. und Soziologie je 6, Agraring. 3, Jurisprudenz und Landschaftsarchitektur je 2, übrige 2 (15% Frauen). Voraussetzungen für die Erlangung des Zertifikates sind: a) das Bestehen von Prüfungen in sieben Fachbereichen (Methodik, Landschaft, Siedlung, Transport, Wirtschaft, Gesellschaft, Recht), b) die erfolgreiche Mitarbeit an zwei Gruppenarbeiten, c) die befriedigende Abfassung einer Einzelarbeit.

**Berichtigung:** Auf Seite 212 in Heft 12 wurden im Beitrag «Die gleitende Anstricharmierung» aus einem technischen Versehen das mittlere und das rechte Bild vertauscht. Die Bildlegenden sind richtig angeordnet.

Herausgegeben von der Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
Aktionäre sind ausschliesslich folgende Vereine: SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein · GEP Gesellschaft ehemaliger Studierender der Eidg. Techn. Hochschule Zürich · A3 Association amicale des anciens élèves de l'Ecole Polytechnique Fédérale Lausanne · BSA Bund Schweizer Architekten · ASIC Schweizerische Vereinigung beratender Ingenieure  
Nachdruck von Bild und Text nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Redaktion: K. Meyer, B. Odermatt; 8021 Zürich-Giesshübel, Steffelstrasse 12, Telefon 01 / 201 55 36, Postcheck 80-6110  
Briefpostadresse: Schweizerische Bauzeitung, Postfach 630, 8021 Zürich

Anzeigenverwaltung: IVA AG für Internationale Werbung, 8035 Zürich, Beckenhofstrasse 16, Telefon 01 / 26 97 40, Postcheck 80-32735

# Jeder Baugrund ist ein Grund für Dicht. Denn: Sie wollen genau wissen, worauf Sie bauen.

523 Di



Eine wirtschaftliche und risikofreie Projektierung Ihres Vorhabens setzt voraus, dass Sie Ihren Baugrund nicht nur oberflächlich kennen. Sondern gründlich über seine Beschaffenheit Bescheid wissen. Die Aufschlüsse, die Sie dafür benötigen, verschafft Ihnen Dicht. Durch fachmännische Rammsondierungen, Spülbohrungen und Bohrungen mit Kernentnahme. Durch die Entnahme ungestörter Proben wie durch Drehflügel- und Absenkversuche, Standard-Penetrations-Tests (SPT) und allgemeine Bohrlochgeophysik.

Mehr noch: Dicht führt auch die Laboruntersuchung der Proben durch. Ebenso fachmännisch wie ihre Entnahme. Und liefert Ihnen so jene exakte Kenntnis der Bodenmechanik, ohne die sich kein tragfähiges Projekt entwickeln lässt.

Wenn Sie mit Sicherheit wissen wollen, worauf Sie bauen werden – fragen Sie Dicht. Denn

**Auf Dicht  
kann man  
bauen.**

Dr. Juchli



Dicht AG

9001 St. Gallen  
Rosenbergstrasse 76  
Telefon 071-23 16 45

6003 Luzern  
Pilatusstrasse 38  
Telefon 041-22 24 65

3011 Bern  
Schwanengasse 3  
Telefon 031-22 72 77

8036 Zürich  
Kalkbreitestrasse 33  
Telefon 01-35 69 13

Und hier die anderen 4 guten Gründe, auf Dicht zu bauen:

**1. Sie wollen festen Boden unter den Füßen haben:**

Dicht hat sich als Spezialist für sämtliche Pfahlgründungs-Methoden bestens bewährt.

**2. Sie wollen anderen keine Grube graben:**

Dicht sichert senkrechte Baugrubenabschlüsse jeder Art zuverlässig.

**3. Sie wollen Ihre Pläne nicht ins Wasser fallen lassen:**

Dicht legt Baugruben gründlich trocken.

**4. Sie wollen grundsätzlich auf Nummer sicher gehen:**

Dicht garantiert den Einsatz moderner Maschinen und Methoden und einen reibungslosen rückwärtigen Dienst.



GRAM

# Der beste Grund für einen Volvo N12 ist jeder Baugrund.

Man kann sich eine Baustelle nicht aussuchen. Und auch den dazugehörigen Baugrund nicht. Mal ist er trocken und staubig, mal schmal und steinig, mal morastig. Das alles macht dem Volvo N12 nichts aus. Dafür ist er geschaffen.

Er ist bärenstark, ausdauernd, wendig, betriebssicher und wirtschaftlich. Und zuverlässig wie kaum ein anderes Fahrzeug im täglichen harten Arbeitseinsatz. Ausserdem ist er für den Fahrer so komfortabel wie mancher Personwagen. Und bietet vom Dreiseitenkipper über Mulden bis zum Betonmischer jede erdenkliche Aufbauvariante.

Den Volvo N12 sollten Sie einmal persönlich kennenlernen. Bei einer Testfahrt wird er Ihnen zeigen, was er kann.

Neu: Alle Volvo-Lastwagen jetzt mit 5jähriger Rostschutzgarantie.



**Volvo N12 Dreiachser:** Gesamtgewicht 25 t, Fahrgestellgewicht inkl. elektr. Wirbelstrombremse ca. 8,2 t. Mit Breitreifen 2,3 m Breite. Mit Doppelbereifung 2,5 m Breite. Spurkreis 15,4 m. Volvo-Ganzstahl-Sicherheitskabine. Motorhaube/Kotflügel aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Volvo-Dieselmotor mit Abgasurbolader, 350 DIN/PS, Volvo-16-Gang-Getriebe. Auf Wunsch mit automatischem Getriebe.

**VOLVO**  
Der Lastwagen für die Schweiz.  
**Ihr Partner.**

*Heja!*

**12 Monate Garantie ohne Kilometerbeschränkung**

Lokalvertreter: VOLVO Poids Lourds SA, case postale 7, 1023 Crissier, 021 89 23 66/VOLVO Lastwagen Ems, Reichenauerstrasse 36, 7013 Domat/Ems, 081 36 34 36/Ruga AG, Molkenstrasse 3-7, 9000 St. Gallen, 071 20 71 61/Automobiles VOLVO SA, Abt. LW Direktverkauf, 3250 Lyss, 032 84 71 11/J. Borcard, Garage, 1753 Matran, 037 24 27 71/VOLVO-Motor AG, Lastwagen, Talstrasse, 4144 Arlesheim, 061 72 72 00/Automarkt Enge, Neck AG, 8212 Neuhausen, 053 4 26 24/VOLVO Lastwagen Luzern AG, 6037 Root, 041 91 03 30/VOLVO Lastwagen Zürich AG, Industriestrasse 10, 8108 Dällikon, 01 844 08 11/Autocentro Leoni SA, 6595 Riazino, 092 64 15 15/Claude Facchinetti, Garage Poids Lourds, route des Falaises 94, 2008 Neuchâtel, 038 25 13 00/Nufa, Nutzfahrzeug AG, 9490 Vaduz FL, 075 2 20 88/Baumarep AG, Kantonsstrasse, 3902 Gamsen b. Brig, 028 3 25 64/Centre Poids Lourds, Agence VOLVO, Ch. du Vélodrome 2, 1228 Plan-les-Quates, Genève, 022 711144

8.77

# In den Küchen und Badezimmern liegen wirklich noch viele Aufträge für Sie...

...besuchen Sie deshalb mit Ihren Kunden die einzigartigen, permanenten SABAG-Ausstellungen in Biel, Genf, Lausanne, Luzern oder Wangen bei Olten. Alles unter einem Dach – wahre Fundgruben für Ideen im Küchen- und Badezimmerbau – Riesenauswahl an Küchen- und Badezimmer-einrichtungen, sanitären Apparaten und keramischen Wand- und Bodenplatten.

## SABAG produziert in Port bei Biel



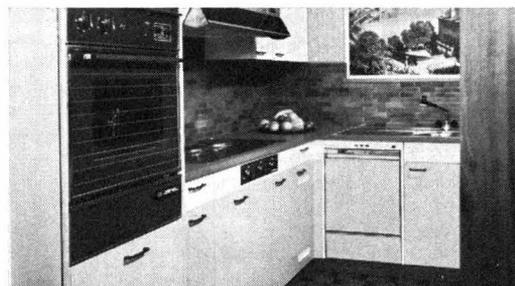
Seit 1913 ist das Unternehmen Partner des Handels und Gewerbes. Die SABAG-Unternehmensgruppe beschäftigt heute über 400 Personen.

Zum grossen Verkaufsprogramm gehören: Sanitäre Apparate, Baumaterialien, keramische Wand- und Bodenplatten und die in Kennerkreisen bekannten Sabag-Kücheneinrichtungen, Wandschränke, Sabella-Badezimmermöbel, Polymar-Waschtische sowie die Salux-Spiegelschränke, welche verbunden mit vielen Dienstleistungen, einer anspruchsvollen Kundschaft angeboten werden.



Ob Ihre Kunden individuelle Wünsche haben, Ausgefallenes suchen oder nur auf den Preis schauen, spielt für uns keine Rolle. Als Küchenbauer und Badezimmerspezialisten wissen wir, dass auch gute Ideen zusammen mit preisgünstigen, qualitativ hochstehenden Produkten nur eine echte Verkaufschance haben, wenn sie von qualifizierten Fachkräften in einer angenehmen Umgebung angeboten werden – in der SABAG-Atmosphäre. Auch nach dem Verkauf müssen bedeutende Dienstleistungen geboten werden: Der SABAG-Kundendienst ist immer dann zur Stelle, wenn er gebraucht wird – auch noch nach Jahren.

## Kücheneinrichtungen



Grossauswahl in preisgünstigen, qualitativ hochstehenden Kücheneinrichtungen für den individuellen Geschmack.

## Badezimmereinrichtungen



Badezimmereinrichtungen für jedes Budget und für jeden Geschmack.

### SABAG-Ausstellungen und Niederlassungen:

Biel	Zentralstrasse 89, 2501 Biel	Tel. (032) 22 58 55
Wangen b. Olten	Dorfstrasse 122, 4612 Wangen	Tel. (062) 32 23 33
Luzern	Alpenquai 34, 6002 Luzern	Tel. (041) 44 61 61
Lausanne	Fontenailles 16, 1000 Lausanne 13	Tel. (021) 2690 31
Genf	Rue Jean-Violette 12, 1205 Genf	Tel. (022) 20 79 33



## BON

Ja, das SABAG Küchen- und Badezimmerprogramm interessiert mich. Damit ich mir genauere Vorstellungen machen kann, bitte ich Sie, mir folgende Unterlagen zukommen zu lassen:

- Sabag-Kücheneinrichtungen
- Sabella-Badezimmermöbel
- Polymar-Waschtische
- Salux-Spiegelschränke
- Sanitäre Apparate
- Keramische Wand- und Bodenplatten
- Cheminées

Firma: \_\_\_\_\_

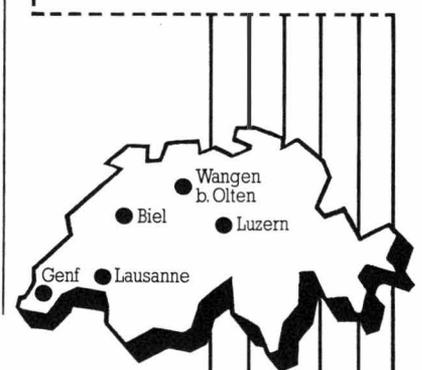
Strasse: \_\_\_\_\_

PLZ: \_\_\_\_\_ Ort: \_\_\_\_\_

Tel.: \_\_\_\_\_

Sachbearbeiter: \_\_\_\_\_

Einsenden an Ihre nächste SABAG Niederlassung

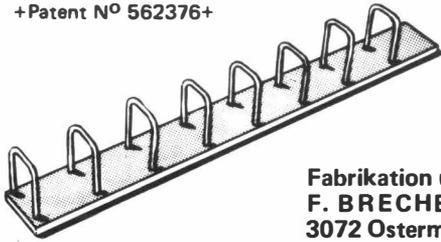


# SABAG®

Sanitäre Apparate  
Badezimmermöbel  
Kücheneinrichtungen  
Wand- und Bodenplatten  
Baumaterialien

# ebea

+Patent N° 562376+



## Eisenbetonanschlüsse

- Rationelleres Einsetzen der Grossflächenschalung
- Kein Durchbohren der Schalungen
- Wesentlich geringerer Schalholzverschnitt

Fabrikation und Verkauf:  
**F. BRECHBÜHLER** Zentweg 21  
3072 Ostermundigen Tel. 031/51 32 35

Lager und Verkauf:  
**RIGLING BAUMASCHINEN AG**  
8050 Zürich-Oerlikon Tel. 01/50 15 30  
1023 Crissier Tel. 021/34 58 37

Für den Fall, dass die Stromversorgung ausfällt.

Wir haben Ersatz: Benzin-, Gas- oder Dieselstromerzeuger als Not-, Haupt- oder Spitzenzeitversorger. Tragbare, fahrbare und stationäre Modelle für den Arbeitsplatz oder für Zivilschutzanlagen. Für ganz spezielle Fälle gibt es alle Modelle auch als Spezialausführungen.

Wie gut der dazugehörige Service ist, erfahren Sie bei uns nach dem Verkauf. Lassen Sie es uns wissen, wenn Sie noch mehr darüber wissen möchten.

**AKSA**  
**WÜRENLOS AG**

CH-8116 Würenlos, Bahnhofstrasse 12  
Telefon 056/74 13 13

Energie für jeden Fall.



Generalvertretung der  
Onan Corporation, Minneapolis, USA

# KUNSTSTOFF-TECHNIK



## Sanierung undichter Bauwerke mit KT-72-Injektionen

Kellerräume

LS-Räume

Kanalisationen

Kläranlagen

Kraftwerke

Tankräume

Grundwasserbauten

Altbauten usw.

Rufen Sie uns beim nächsten Wasserproblem an. Wir sind gerne bereit, Ihnen eine unverbindliche Offerte zu unterbreiten. Die Arbeiten werden von uns mit Garantie ausgeführt.

**KUNSTSTOFF-TECHNIK, Aktiengesellschaft Himmler, Spitalstrasse 74, 8952 Schlieren, Telefon 01 / 730 20 20 / 21**



Sehr grosses Lager von  
gebrauchten **Werkzeugmaschinen**



**Ankauf – Verkauf – Tausch**

**AG Müller Maschinen  
CH-8181 Höri-Bülach ZH**

Direkt an der Autobahnausfahrt Höri  
Tel. (01) 96 92 92/93/94, Telex 53791 micro ch

# Stahlrohrgerüste von Robert Aebi

Brückenlehrgerüste • Spriessgerüste • Passarellen • Notdächer • Baugespanntürme • Fassadengerüste • Stützgerüste • Innengerüste usw.

Projektierung • Montage • Vermietung • Verkauf

## Robert Aebi AG

Abteilung Gerüstbau  
8105 Regensdorf, Tel. 01/840 25 50  
Landquart 081/51 25 42 • Bern 031/44 84 57  
Genf 022/42 73 30 • Arbedo 092/29 17 61

## Architekten und Bauingenieure



Auch im Industrie-Stahlbau darf das Fassadenbild attraktiv sein.

Wir führen Profilstahlbleche, attraktiv in Form und Farbe.

Fragen Sie nach PLANNJA-Blechen in V-Form (lieferbar in 14 Standardfarben)



Als Alternative:

**ISOWAND «HOESCH»**

in Wanddicken von 35 und 60 mm mit k-Wert von 0,645 und 0,392.

Fragen Sie nach dem Sandwich mit profilierten oder ebenen Stahlblech-Aussenschalen.

**STÜSSIBAU AG 8620 Wetzikon**

Morgenstrasse 8

Telefon 01 / 77 33 55

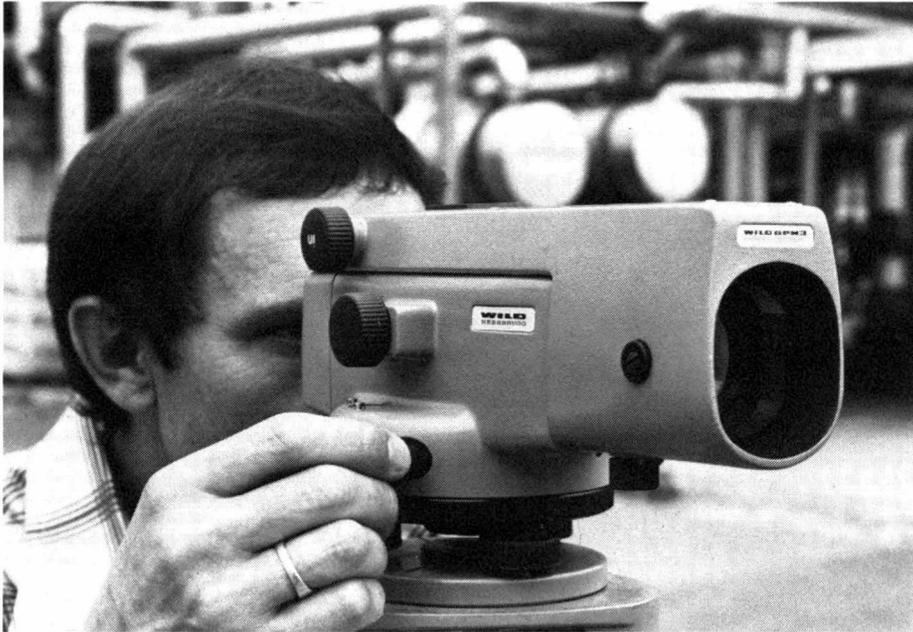
Mit uns reden,  
lohnt sich

Brückenbau  
Kanalbau  
Industriebau  
Eisenbetonbau  
Spezialtiefbau  
Wohnbau

# Spaltenstein

Spaltenstein AG Hoch + Tiefbau  
Schaffhauserstrasse 372, 8050 Zürich

# Universell: bis zur Präzisionsmessung.



## Mit dem automatischen Universal-Nivellier Wild NA 2.

Weil sein Kompensator die Ziellinie automatisch horizontalisiert, ist es ein automatisches Nivellier, dessen Funktion sich bequem mit einem Druckknopf kontrollieren lässt. Da sein Fernrohr mit Distanzstrichen versehen ist, dient es Ihnen zur optischen Entfernungsmessung. Als Modell mit eingebautem Glas-Horizontalkreis ist das Wild NAK 2 für Flächennivellements und Absteckungen geeignet. Mit aufgesetztem Laserokular verfügen Sie über ein genaues Lasernivellier und mit Hilfe des 90°-Objektivprismas erzeugt es Ihnen automatisch eine Lotebene. Auch für Präzisionsnivellements finden Sie im Wild NA 2 das richtige Instrument.

Wild Heerbrugg AG, Tel. 071.70 31 31

# WILD HEERBRUGG

Farbbroschüre gratis für Sie.

Senden Sie diesen Coupon an die Wild Heerbrugg AG, 9435 Heerbrugg, und Sie erhalten eine ausführliche Farbbroschüre

Name \_\_\_\_\_

Adresse \_\_\_\_\_

SBZ 14/1978

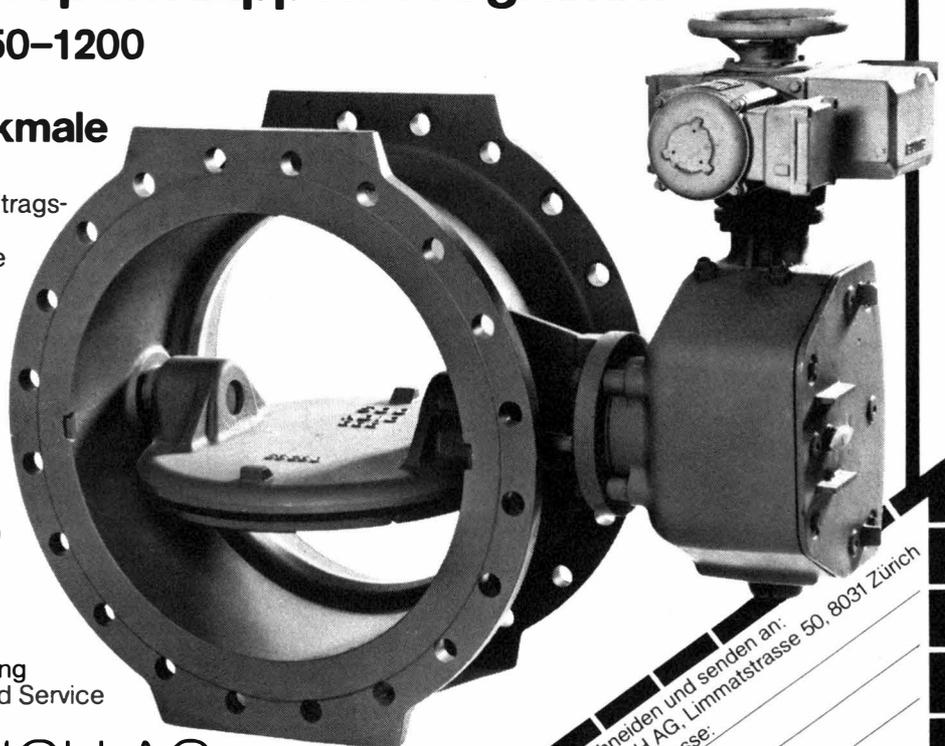
G 53-78

## VAG-EKN, Absperrklappen-Programm

PN 4...16, DN 150-1200

### Besondere Merkmale

- Doppelexzentrisch
- Sitzfläche mit Nickelauftrags-schweissung
- Sphäroguss, Meehanite GGG 50 oder stahlgeschweisste Ausführung
- EPDM - Profiling bis 120°C.
- Wahlweise mit Innengummierung oder Kunststoffbeschichtung innen und aussen
- Normantriebsprogramm



Projektierung  
Verkauf und Service

# KSB ZÜRICH AG

Limmatstr. 50, Postfach, 8031 Zürich, Tel. 01 44 99 33

Bitte ausschneiden und senden an:  
KSB ZÜRICH AG, Limmatstrasse 50, 8031 Zürich  
Name/Adresse: \_\_\_\_\_

2

Im Finish zeigt es sich: **REPOXIT** ...immer eine Länge voraus

## fugenlose Industriebodenbeläge auf Epoxidharzbasis

zum Beispiel Mörtelbelag für stärkste Beanspruchung  
Giessharz glatt oder strukturiert.

**REPOXIT AG Postfach 8403 Winterthur**

Telefon 052 29 79 05

**SCHICHTEX**  
die beste Isolation

gegen  
Kälte, Wärme  
Lärm

**BI**  
**Bau + Industriebedarf AG**  
4104 Oberwil-Basel Tel. 061 3040 30

### Mehr wissen – besser disponieren

Anzeigen mit hohem Informationswert  
enthält diese Nummer  
der Schweizerischen Bauzeitung.



**hoba**  
**bauelemente**

**Einbauküchen - Anbauküchen**  
**Wandschränke - Schrankwände**

hoba bauelemente ag, hasenbergstr. 7  
8953 dietikon, tel. 01 / 740 71 51

**Weiterbauen  
trotz Schlechtwetter  
dank**

**HOWAG** aine

**Polyäthylen-Folien**

HOWAG AG, 5610 WOHLLEN  
Tel. 057 / 6 32 42; Telex 53 792  
Vertrieb durch Grosshandelsfirmen  
des Baumaterial- und Eisenhandels.



Verwendung auch beim Barackenbau,  
als prov. Schutzdächer und Fenster-  
scheiben-Ersatz; als Material-  
und Werkzeug-Abdeckung usw.  
In Dicken bis zu 0,2 mm bis 10 m breit  
In Dicken bis zu 0,3 mm bis 3 m breit

# Lärm

## muss nicht sein

Wir beraten Sie bei Problemen mit Industrie-, Bau- und Strassenlärm. Kontaktieren Sie uns bereits in der Planungsphase. Erfahrene Fachleute gehen auf Ihr spezifisches Anliegen ein und gewährleisten die kostengünstigste Lösung zur Erzielung des geforderten Schallschutzes.

Wir messen und analysieren Lärmquellen jeder Art und schaffen damit die Beurteilungsbasis für das weitere Vorgehen. Unsere mobile Messequipe, ausgerüstet mit den modernsten Aufnahme-geräten, ist in der Lage, Terz- und Oktavanalysen, Nachhall-, Luft- und Trittschallmessungen, sowie Pegelhäufigkeitsanalysen auszuführen.

Wir berechnen, konstruieren und liefern: schalldämpfende und -dämmende Konstruktionen, sowie absorbierende Verkleidungen in Bau und Industrie; Industrieschalldämpfer jeder Art; Normdämpfer für Lüftungs- und Klimaanlage; Schalldämmhauben und -kabinen; Lärmschutzwände; Schallmessräume; Schwingungs-Isolierungen.

# Schnelder+Co

Schnelder+Co. AG  
Isolierungen und Industriebedarf  
Abt. Lärmbekämpfung und Akustik  
8401 Winterthur, Zeughausstrasse 70  
Telefon 052 89 2121

## Problem-Lösung 10: Das Holz/Metall-Fenster

Unsere Holz/Metall-Fenster sind **nicht nur preisgünstig, sondern auch dauerhaft. Nicht nur dauerhaft, sondern auch wartungsfrei.** Das erklärt, warum die Geilinger-Holz/Metall-Fenster in der ganzen Schweiz hergestellt werden.

**Wo immer Sie auch bauen – in unmittelbarer Nähe Ihres Bau-Objektes findet sich mit Sicherheit ein Hersteller unserer Holz/Metall-Fenster.**

**Das Holz/Metall-Fenster von Geilinger:  
Eine preis-gerechte Lösung.  
Eine problem-gerechte Lösung.**

**Mit diesem Talon tut sich für Sie ein Fenster zum besseren Fenster auf:** Wir informieren Sie gerne über unsere Holz/Metall-Fenster und nennen Ihnen auch gleich den nächstgelegenen Hersteller.

Firma: \_\_\_\_\_ SBZ

Name: \_\_\_\_\_

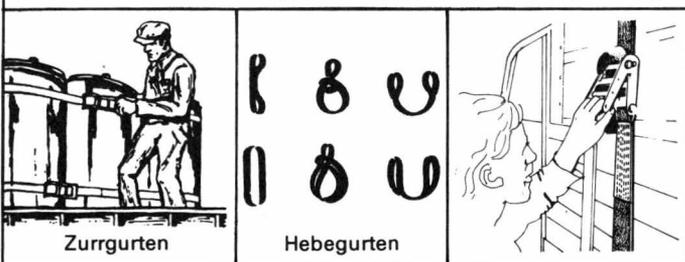
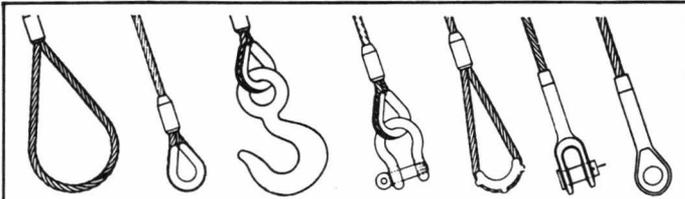
Strasse: \_\_\_\_\_

PLZ/Ort: \_\_\_\_\_

G 76.10

# GEILINGER

GEILINGER AG, METALLBAU, 8401 WINTERTHUR, 052 84 6161



Zurrgurten

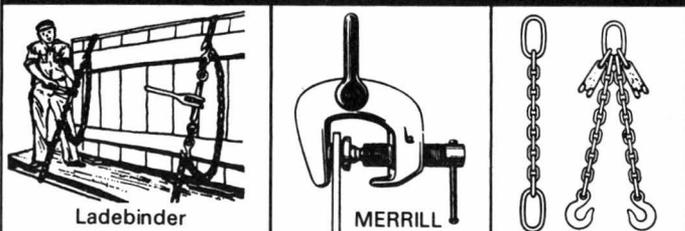
Hebegurten

Für mehr Sicherheit fertigen wir alle hochfesten Drahtseil- und Kettenstruppen, Kunststoff-Hebegurten, Hebezeuge usw.



**RISS AG**

Eisenwarenfabrik - Gesenkschmiede  
Drahtseil- und Kettenwerk  
8108 Dällikon-Zürich  
Industriestrasse 32, Tel. (01) 844 1122



Ladebinder

MERRILL

## Was braucht es, um ein Flachdach sicher abdichten?

Antwort: Ein Material (**Sarnafil**) und einen Verleger, der es samt den notwendigen Anschlüssen fertig verlegt. Das heisst für Sie: ein Partner, eine Verantwortlichkeit, ein Telefon. Als flexible Weich-PVC-Dichtungsbahn erlaubt **Sarnafil** ein problemloses Abdichten, auch in der Aufbordung. Interessant, oder?

# Sarnafil®

Das Thema ein Material/  
ein Partner interessiert uns.  
Senden Sie uns **Sarnafil**-  
Unterlagen.

Name/Firma: \_\_\_\_\_

Adresse: \_\_\_\_\_

**Sarna Kunststoff AG**  
CH 6060 Sarnen Postfach 12  
Telefon 041 66 01 11

SBZ.SF. 3. 78

# Vandex

## Dichtungs- und Bautenschutzmittel

für Gebäudeabdichtungen, Einstellhallen, Wasserreservoirs, Schwimmbecken, Kläranlagen, Nassräume, Altbauten, Betonierfugenabdichtungen

Technische Beratung für Ingenieure, Architekten und Bauunternehmer:

**IFAG, Ing. Fritschi AG, 3076 Worb, 031/83 25 50**

### Verkaufsstellen:

Basel: Baustoffe AG 061 / 34 26 26  
Bern: Alb. Wahlen AG 031 / 41 31 31  
Bern: HG SBV 031 / 25 71 71  
Genf: Jérôme & Cie 022 / 41 40 00

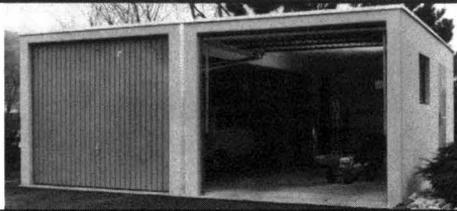
Solothurn: AG Baustein 065 / 21 51 81  
Thun: Baumaterial AG 033 / 23 31 23  
Winterthur: Wernergraf AG 052 / 27 17 21

## BRODER-Fertigaragen

jetzt auch

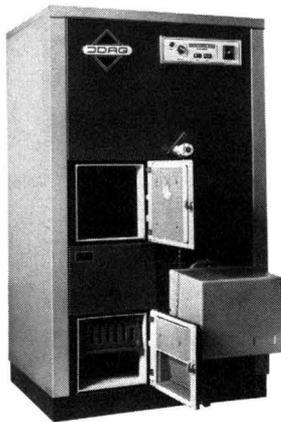
**ohne Zwischenwände**

Unterflur und freistehend



Bessere Raumaussnutzung für Lager- und Montagehallen sowie Feuerwehrrdepos

**BRODER AG, Elementwerk  
7320 Sargans 085 / 2 26 47**



## Ein Heizkessel für fünf Brennstoffe

Dieser Jdag-Heizkessel macht Sie wie kaum ein anderer energieunabhängig. Der Trizomat eignet sich für Oel, Gas, Koks, Holz und Strom. Ohne Umstellung und Zwischenreinigung, weil im Trizomat zwei Spezialkessel in einem sind. Für jede Brennstoffart eine Extra-Brennkammer. Also für Oel und Gas eine, für Koks und Holz die zweite.

Dazu kommt die serienmässig vorgesehene Einsatzmöglichkeit von Elektro-Heizpatronen. Aber das sind bei weitem noch nicht alle Vorteile, die Ihnen der Trizomat bieten kann: er hat die patentierte Tangential-Brennkammer für Gas und Oel. Das bedeutet: sparsamen Verbrauch, leisen Heizbetrieb, saubere, umweltfreundliche Verbrennung. 50% Leistungsreserve. Ausserdem hat der Trizomat einen grossen, korrosionsfesten Warmwasserspeicher. Mit dem Trizomat sind Sie gegen alle Energiekrisen gewappnet. Ist es nicht beruhigend, dass man sich soviel Sicherheit kaufen kann?



**Jdag AG**  
Gerliswilstrasse 16  
6020 Emmenbrücke  
☎ 041 / 55 58 58

**BON**

Schicken Sie mir bitte Ihre Unterlagen über

Jdag-Trizomat-Zweikammer-Kessel  die übrigen Jdag-Kessel

Name: \_\_\_\_\_

PLZ + Wohnort: \_\_\_\_\_

Telefon: \_\_\_\_\_

BZ

## Vorwärtskommen

Langfristige Wachstumsziele werden nicht ohne Werbung erreicht. Inserate in der «Schweizerischen Bauzeitung» bilden die Vorhut für die Marktpräsenz von morgen.



## Dachornamente Spenglerei- Artikel

Dachspitzen  
Wetterhähne  
Rinnenkasten  
Metallschuppen  
Dachgauben

**USINE DECKER S. A.**

Belleaux 4 — 2000 NEUCHÂTEL — Tel. 038 / 24 55 44

## Stellenangebote

Architekturbüro SIA im St.-Galler Oberland sucht qualifizierten

### Architekt-Techniker HTL oder ETH evtl. Hochbauzeichner

Interessante Stelle, gute Arbeitsbedingungen.

Anfragen mit Unterlagen unter Chiffre 1360 an Orell Füssli Werbe AG,  
8887 Mels.

Suche in kleineres Architekturbüro erfahrenen

### Architekt-Techniker HTL oder Bauzeichner/Bauführer

für die selbständige Bearbeitung von Einfamilien- und Reihenhäusern.

Schriftliche Bewerbung an

Hans Mathis, Architekt HTL, Langackerweg 10, 8155 Niederhasli

### Unternehmungs- geist

ist eine wirtschaftliche Lebensäusserung, die sich zweckmässig auch durch Anzeigen in der Schweizerischen Bauzeitung verkörpert.

Mittelgrosses Ingenieurbüro im Wallis sucht zur Ergänzung seines Mitarbeiterstabes jüngeren

## dipl. Bauingenieur ETH

Vertiefungsrichtung Konstruktion

sowie

## Ingenieur-Techniker HTL

für den Einsatz im konstruktiven Ingenieurbau.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen und Angaben über Fremdsprachen erbitten wir unter Chiffre SBZ 364 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

zuerich, 1978-03-30

## PLANEN UND BAUEN IN ENTWICKLUNGSGEBIETEN

- schlussbericht des  ivbh  internationalen symposiums, 24.-26. oktober 1977 in muenchen, soeben erschienen 
- 260 seiten, 60 artikel; 30 auf englisch, 22 auf deutsch, 8 auf franzoesisch  zusammenfassungen in 3 sprachen 
- dieser bericht behauptet nicht, alle probleme dieses aktuellen themas zu loesen, bringt aber erfahrungen, ideen und vorschlaege aus internationalen kreisen 
- zeit- und geldinvestition, beides lohnt sich hier 

## BESTELLSCHEIN

- mit ruecksendung dieses bestellscheins vor dem 30. april 78 an die 
- bestelle ich den schlussbericht muenchen 1977 zum mitgliederpreis von sfr. 40.- (nach dem 30. april sfr. 60.-)

ivbh  
eth-hoenggerberg  
ch-8093 zuerich

name und adresse:

ort und datum:

unterschrift:

RAMM

TELEGRAMMA

TEL

Gut fundiertes, bekanntes Unternehmen der Bauindustrie sucht einen

## Bauingenieur

mit Erfahrung in Vorspanntechnik und Vorfabrikation.

Der Aufgabenbereich umfasst zur Hauptsache die Beratung von Bauunternehmern, Ingenieuren, Architekten und Bauherren im Kanton Bern hinsichtlich der Anwendung unserer Produkte und Dienstleistungen. Selbstverständlich ist eine gründliche, fachliche Einarbeitung vorgesehen als Basis für die Lösung der Probleme unserer Kunden.

Vom Stelleninhaber erwarten wir ein grosses Mass an Selbständigkeit, Freude an der Kontaktpflege verbunden mit der Fähigkeit, mit unseren Partnern ein echtes Vertrauensverhältnis zu schaffen. Herren, die sich für diese Aufgabe interessieren, bitten wir um ihre Offerte mit Handschriftprobe unter Chiffre K 900 465 an Publicitas, 3001 Bern.



STADT FRAUENFELD  
Stadtbaamt

**Wir suchen:**

für unsere Hochbauabteilung, als Stellvertreter des Abteilungsleiters, einen

## Architekt-Techniker HTL

mit abgeschlossenem Studium an einer schweizerischen höheren technischen Lehranstalt und 5 bis 8 Jahren Praxis in der Privatwirtschaft.

**Wir bieten:**

abwechslungsreiche, nach Einarbeitung vorwiegend selbständige Tätigkeit in einem kleinen Team. Eigenes Büro. Fortschrittliche Besoldungs- und Sozialeinrichtungen.

**Wir erwarten:**

einen Verhandlungstyp mit dem Willen, auch die Details der Verwaltungstätigkeit einwandfrei zu bearbeiten. Fähigkeit zur Abfassung technischer Berichte und Anträge. Interesse an der Lösung von Altstadtproblemen.

Bewerber erteilen wir gerne ergänzende Auskünfte über Telefon 054 / 7 36 60, intern 69 (Stadttingenieur Bühler) oder 65 (Chef Hochbau, Huber).

Schriftliche Offerten senden Sie bitte mit den üblichen Beilagen an das Stadtbaamt, St.-Galler-Strasse 1, 8500 Frauenfeld.

Verkaufen ist unser Ziel,  
Beratung der Weg, der zu diesem Ziel führt.

Zur Ergänzung unseres Teams suchen wir für die **Region Basel und die angrenzenden Gebiete** einen

## Aussendienst-Mitarbeiter

der neben technischer und kaufmännischer Ausbildung einiges an Erfahrung aus der Baubranche mitbringt. Unsere Gesprächspartner sind Architekten, Ingenieure, Bauunternehmer oder Generalunternehmen.

Wir werden Sie nicht einfach auf die Strasse bzw. auf die Reise schicken, sondern Ihren Einsatz sorgfältig planen und vorbereiten.

Möchten Sie es nicht auf ein Gespräch ankommen lassen und uns Ihre Unterlagen zustellen? Sie werden sehen: Wir haben einiges zu bieten.

Unser Verkaufschef, Herr F. Bossart, gibt Ihnen gerne weitere Auskünfte.

## ZÜRCHER ZIEGELEIEN

Postfach, 8021 Zürich, Telefon 01 / 35 93 30

## Direktion der Volkswirtschaft des Kantons Bern

Infolge Erreichens der Altersgrenze des bisherigen Amtsinhabers ist die Stelle des

## Direktors

der Ingenieurschule Burgdorf  
Höhere Technische Lehranstalt des Staates Bern (HTL)

auf den **1. April 1979** neu zu besetzen.

Aufgabenkreis gemäss Organisationsreglement der Ingenieurschule Burgdorf.

**Anforderungen:**

- technisch-wissenschaftliche Ausbildung
- Berufspraxis
- wenn möglich Lehrerfahrung
- Führungseigenschaften
- Geschick für pädagogische u. Verwaltungsaufgaben

Die Anstellungsbedingungen können im Sekretariat der Ingenieurschule Burgdorf bezogen werden (Telefon 034 / 22 61 61).

Bewerbungen sind bis **8. Mai 1978** an die Direktion der Volkswirtschaft des Kantons Bern, Münsterplatz 3a, 3011 Bern, zu richten.

Unsere Bauunternehmung sucht zur Ergänzung ihres Teams einen jüngeren

## dipl. Bauingenieur ETH

welcher 3 bis 5 Jahre Praxis bei einer Bauunternehmung nachweisen kann und über umfassende betriebswirtschaftliche Kenntnisse verfügt. Zudem erwarten wir Verhandlungsgeschick und gute Sprachkenntnisse (Englisch und Französisch).

Die Aufgabe umfasst folgende Tätigkeiten:

- Bauführung anspruchsvoller Objekte
- Kalkulation
- Ausführungsplanung usw.

Dem Kandidaten, welcher die geschilderten Anforderungen erfüllt, bieten wir eine interessante Dauerposition.

Die handgeschriebene Bewerbung mit den üblichen Unterlagen erbitten wir an

**Preiswerk & Cie. AG Postfach, 4025 Basel**

Zivilingenieur-Büro in der Westschweiz sucht

## 1 Zivilingenieur, dipl. ETH

guter Statiker, mit einigen Jahren praktischer Erfahrung, für Strukturplanung und Beaufsichtigung der Arbeiten. Deutschkenntnisse sind erwünscht.

## 1 Tiefbauzeichner

mit einigen Jahren praktischer Erfahrung.

Offerten werden erbeten unter Chiffre 17-500191 an Publicitas SA, 1701 Freiburg.

Für die Projektierungs- und Ausführungsplanung von Wohn- und Geschäftsbauten gehobenen Standards suchen wir für sofort oder nach Vereinbarung selbständige, tüchtige

## Bauzeichner/Bautechniker

mit ausreichender praktischer Erfahrung. Angenehmes Arbeitsverhältnis und zeitgemässe Entlohnung.

**Architekten A. F. Sauter, J. N. Leimgruber und M. H. Sauter**  
dipl. Architekten SIA, AG  
Klausstrasse 33, 8008 Zürich, Telefon 01 / 32 58 16

Sie sind

## Tiefbauzeichnerin Tiefbauzeichner

und suchen eine neue, interessante und abwechslungsreiche Tätigkeit.

Wir sind ein mittelgrosses Ingenieurbüro und projektieren Wasserversorgungs- und Abwasseranlagen und suchen auf 1. Juni 1978 oder nach Vereinbarung zwei neue Mitarbeiter.

Sie können von uns erwarten:

- gründliche Einarbeitung in unser vielseitiges Arbeitsgebiet
- angenehmes Arbeitsklima
- modern eingerichtetes Büro
- Leistungsalär
- Gruppenversicherung
- individuelle Arbeitszeit

Wir erwarten gerne Ihren Anruf, Tel. 01 / 66 20 00 (Herr Meier).

**Haas + Meier AG, Ingenieure**  
Birmensdorferstrasse 318, 8055 Zürich

Mittleres Ingenieurbüro in der Ostschweiz sucht zur Ergänzung des Mitarbeiterstabs

## qualifizierten Tiefbauzeichner

für Arbeiten in Kanalisation und Strassenbau.  
Eintritt nach Vereinbarung.

Offerten mit den üblichen Unterlagen sind zu richten unter Chiffre SBZ 360 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

Zur selbständigen Bearbeitung interessanter Hoch-, Tief- und Brückenbauten suchen wir per sofort oder nach Vereinbarung

## tüchtige(n) Eisenbetonzeichner(in)

Zuschriften mit Angabe der bisherigen Tätigkeit sind erbeten an:

**Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker**, dipl. Ing. ETH / SIA  
Engweg 7, 8006 Zürich, Tel. 01 / 26 03 14

Wir suchen dringend für eine konsortiale

## GROSSBAUSTELLE IM MITTLEREN OSTEN

einen

## BAUFÜHRER

für die Ueberwachung von Maurer-, Betonier- und Schalungsarbeiten. Praktische Ausbildung und Erfahrung als Maurer oder Vorarbeiter oder Polier erwünscht. Alter 22 bis 35 Jahre.

Geboten werden attraktive, nach internationalem Massstab ausgerichtete Bezahlung (steuerfrei), freie Unterkunft, 8 Wochen Ferien und 4 bezahlte Heimflüge pro Jahr.

Gerne erwarten wir Ihre Bewerbung mit Lebenslauf, Zeugniskopien und Photo. Sperrvermerke werden beachtet. Absolute Diskretion ist zugesichert.

**IBGM** (MANAGEMENT) CONSULTANTS  
UNTERNEHMENSBERATUNG CONSEIL DE DIRECTION

of London, c/o Postfach 1188, 8022 Zürich

# Grossbohrpfähle bis 4000 Tonnen je Pfahl max. $\varnothing$ 320 cm, 80 m tief

# LOCHER

Locher & Cie AG, Pelikan-Platz 5, 8022 Zürich  
Telefon 01 211 56 00 Telex 59299 loch ch

Gesucht zu baldigem Eintritt in mittleres Architekturbüro im Kanton Zug

## Bautechniker/Bauführer

für Bauleitung, Planbearbeitung, Devisierung und Ausmassarbeiten. Wir erwarten praktische Berufserfahrung sowie selbständige, initiative und zuverlässige Arbeitsweise und bieten gute Entlohnung und zeitgemässe Sozialleistungen.

Ihre schriftliche Bewerbung richten Sie bitte unter Chiffre SBZ 365 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

## Stellengesuche

Schweizer, 31 Jahre, sucht auf Sommer/Herbst Stelle in

### Middle East / Iran

als **Bauleiter, Organisator, evtl. mit Akquisition.**

Mehrjährige Erfahrung in allen Sparten des Bauwesens. Zur Zeit im Verkauf tätig.

Auslanderfahrung im englischen Sprachraum.

Offerten unter Chiffre SBZ 362 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

### Ingenieur-Techniker HTL

29 Jahre, Abendtechnikum Zürich, sucht neue Anstellung auf Anfang Mai in

#### Ingenieurbüro

im Raume Zürich—Luzern, evtl. Tessin oder Welschland.

Erfahrungen im Hoch-, Tiefbau sowie Bauleitung. Gute Englisch- und Französischkenntnisse.

Kontaktaufnahme unter Chiffre SBZ 356 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

### Eisenbetonzeichner

mit 14jähriger Erfahrung in allen Sparten des Hoch- und Tiefbaues, an sehr selbständiges und speditives Arbeiten gewöhnt, sucht Halbtagsstelle (oder Heimarbeit als freier Mitarbeiter) in Ingenieurbüro oder anderem bautechnischem Betrieb. Region Ostschweiz bis Zürich.

Offerten unter Chiffre SBZ 355 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

### Dipl. Kulturingenieur ETH

mit Geometerpatent

möchte sich verändern. 8 Jahre Erfahrung in Grundbuchvermessung, Gesamt-melioration, Orts- und Regionalplanung sowie allgemeinem Tiefbau.

Offerten unter Chiffre SBZ 361 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

## Diverses

Selbständiger

### Architekt

mit kleinem Büro am rechten Zürichseeufer sucht freie Mitarbeit bei Architekten, Innenausbaufirmen oder Generalunternehmungen für alle Arbeiten von Projektierung bis Abrechnung.

Offerten unter Chiffre SBZ 363 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

Architekturbüro SIA an günstiger Lage in Zürich-Hirslanden bietet

### Bürogemeinschaft mit Architekt oder Ingenieur

1 bis 3 Arbeitsplätze, Parkplatz.

Anfragen unter Chiffre SBZ 359 an IVA AG, Postfach, 8035 Zürich.

Qualifizierter **Bauführer** übernimmt in freier Mitarbeit

### Bauleitung / Devisierung / Detailstudien

zu günstigen Bedingungen. Intensive Ueberwachung der Baustelle, korrekter, kostenbewusster Verkehr mit den Handwerkern, gutorganierte Ausführung mit Netzplantechnik. Region Nordostschweiz (Zweigbüro in Zürich).

**Heinz Vollenweider, Pestalozzistr. 24, 8212 Neuhausen am Rheinfall**  
Telefon 053 / 2 19 24

### Modernste Baumchirurgie

Sanierung von Naturdenkmälern — Entschärfen von gefährlichen Bäumen — führt aus:

**Wolf Louis**

Baumchirurgie — Baumpflege

Kolbenzeil 18, D-6900 Heidelberg, Telefon HD 37 25 92

Informationsmaterial und Referenzen können unverbindlich angefordert werden.

Zu verkaufen

### Lastwagen-Kran

neu, 4 Tonnen und 5,5 Tonnen, 50 % WIR.

Anfragen unter Chiffre 25-30178 an Publicitas, 6002 Luzern.

Zu verkaufen

### Baustellen-Tankwagen

neu, 1000 Liter, gegen 100 % WIR. Sofort lieferbar.

Telefon 041 / 42 17 30



## PROFILE ROHRE TPS ALU

preiswert, schnell und zuverlässig von

### Profilnorm-von Roll AG

4402 Frenkendorf  
Postfach 28  
Telefon 061/94 41 41  
Telex 63270 PNFRE



# Die saubere Lösung: rotring isograph.



Was Sie beim Reinigen Ihres Tuschefüllers täglich erleben, können Sie beim rotring isograph vergessen: Bei ihm wird zum schnellen Reinigen nur die Stechhülse abgezogen, welche die Druckausgleichskammer (Wendel) abdeckt. Das anschließende Abwischen der Wendel mit einem Tuch ist Sekundensache.

Das einwandfreie Funktionieren jedes Tuschefüllers hängt vom Wartungszustand seines Druckausgleichs-Systems ab. Deshalb sollte dieses System beim Nachfüllen immer gesäubert werden. Und weil die Schnellreinigung beim

rotring isograph so sauber und problemlos ist, kann sie bei jeder neuen Tankfüllung nebenbei mit erledigt werden.

Die von Zeit zu Zeit nötigen gründlichen Reinigungen werden am besten im rotring Reinigerbecher vorgenommen. Das ist einfach, zuverlässig und – Ihre Finger bleiben sauber.

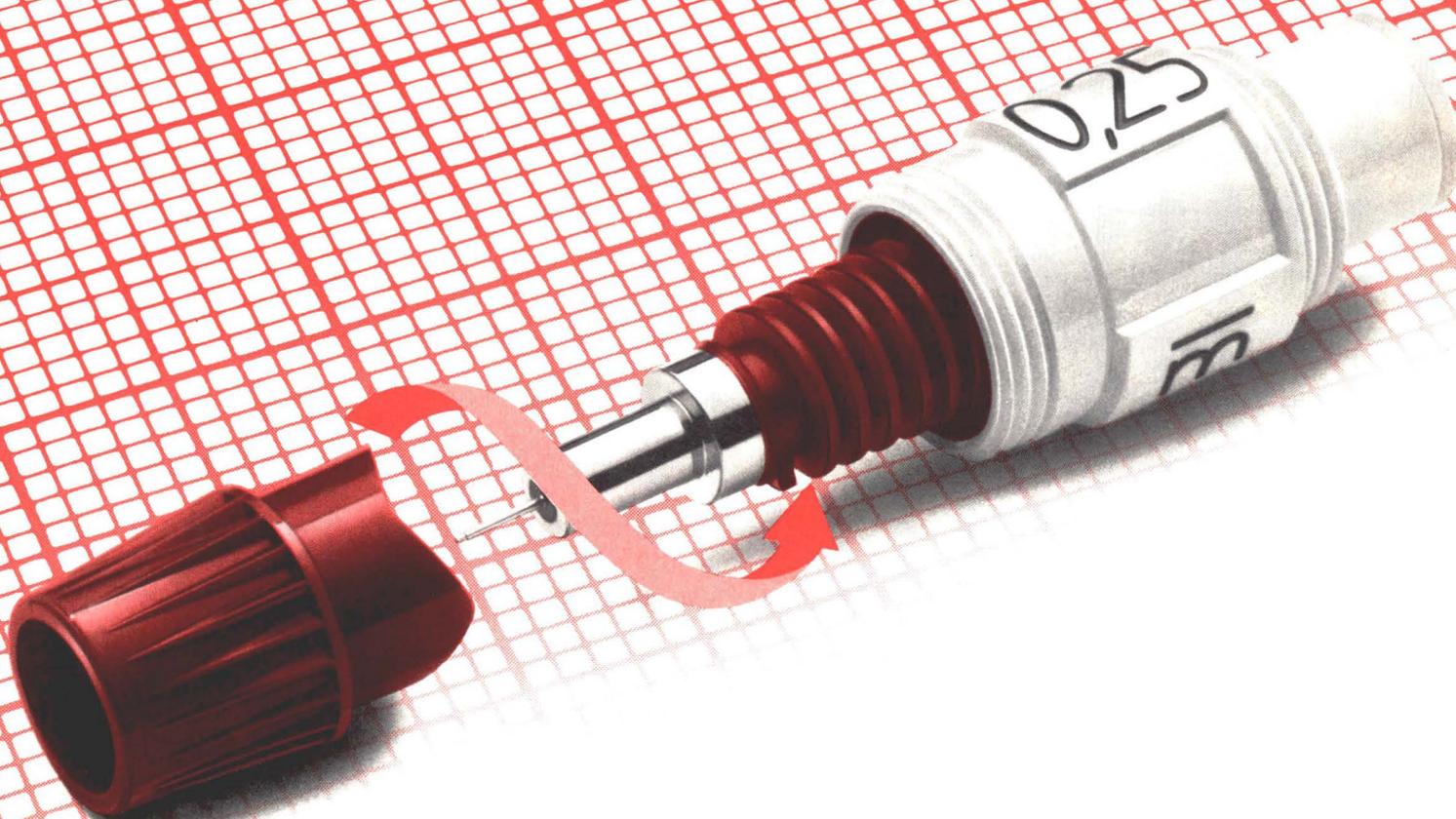
Wir haben mit richtungweisenden Entwicklungen für den rotring isograph neue Kriterien geschaffen:

1. Doppeldichtung in der Kappe,
2. Hydrodynamik,
3. Abziehbare Stechhülse.

Der rotring isograph ist unser Maßstab für die kommenden Jahre.

Verkauf beim Fachhandel.

Stichwort: rotring isograph®.



**rotring isograph®**  
Neu aus dem rotring Zeichengeräte-System.

Bezugsquellen-Nachweis durch die Schweizer Generalvertretung: Kaegi AG, Postfach, 8060 Zürich

# **Kilcher** informiert



## **EFKAPRENE BRÜCKENISOLATIONEN**

die hochwertigen  
die elastischen  
die rutschfesten  
**Brückenisolationen**  
sind beständig gegen:  
Tausalz-Wasser  
Einbauhitze von Gussasphalt  
Schubbeanspruchung

Beratung und Dokumentation durch

**F. KILCHER AG CH-4565 Recherswil**

Telefon 065 35 16 35 Telex 34 520 Kilch