

Österreichischer Betontag 1982

Autor(en): **Brux, G.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **101 (1983)**

Heft 41

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75208>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Österreichischer Betontag 1982

Von G. Brux, Frankfurt a. M.

Unter den über 350 Teilnehmern am Österreichischen Betontag (26. bis 28. Mai 1982) in Wien waren Personen aus Forschung, Lehre und wirtschaftlicher Praxis, u. a. aus der Bundesrepublik Deutschland, aus Belgien, Finnland und der Schweiz. In der Eröffnungsansprache wurde auf die Aus- und Weiterbildung der Betoningenieure, die Betreuung des Ingenieur-nachwuchses, die Mitwirkung an neuen Richtlinien und Normen sowie die Forschung und Entwicklung innerhalb der Bauwirtschaft eingegangen, die als Grundlagenforschung mehr als bisher von der Allgemeinheit unterstützt werden sollte. Der Betonverein forscht selbst nicht, regt aber zur gezielten Forschung an (Verbesserung der Herstellungsverfahren, Dauerhaftigkeit, Wirtschaftlichkeit, Sicherheit und Formgebung) und hilft, Forschungsergebnisse und neuere Erkenntnisse in die Praxis mit dem Ziel umzusetzen, dass der Ingenieur seinen Freiheitsraum erhält und wieder den Mut zu Entscheidungen findet, um den Ermessensspielraum, der in der Beurteilung von Unsicherheiten der Berechnungsgrundlagen und des Werkstoffverhaltens liegt, für eine optimale Konstruktion voll ausschöpfen zu können.

Das Vortragsprogramm wies bewusst einige Themen von grosser Brisanz auf; hier seien die Erfahrungen aus Verarbeitungsmängeln und komplizierten Arbeitsabläufen im Baubetrieb (Sicherheit, Wirtschaftlichkeit) genannt. Weitere Schwerpunkte bildeten die Vorträge über Bemessung und Formgebung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Langzeitverhalten und Gütesicherung von Spannbetonkonstruktionen, Wasser- und Kohlekraftwerkbauten, Spannbetondruckbehälter für nichtnukleare Verwendung und Möglichkeiten der Betontechnik. Mit dem Festvortrag über «Betonbauten der Jahrhundertwende» weckte S. Dimitriou (TU Graz) das Interesse für die gestalterische Ausbildung der Betonbauwerke, ein heute sehr aktuelles Thema.

Brückenbau

Der Beitrag von B. Thürlimann (ETH Zürich) «Zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbeton-Tragwerken» eröffnete die Reihe der Fachvorträge. Die Entwicklung der Bemessungsverfahren für Stahlbeton und Spannbeton, d. h. die Festlegung der geometrischen Betonabmessungen und der Bewehrung aus den Schnittkräften, hat mit der jüngsten Entwicklung der Baustatik (Computer, Finite-Elemente-Methode für statisch und dynamisch belastete komplexe Systeme unter Berücksichtigung von geometrischen und materialbedingten Nicht-Linearitäten) nicht Schritt gehalten. Nur für den einfachen Fall von Biegung mit Axialkraft sind einheitliche Regeln für die Bemessung auf Bruch vorhanden; dagegen sind die heutigen Verfahren für die Fälle Schub, Torsion und kombinierte Beanspru-

chung international sehr unterschiedlich und meist empirisch und nicht wissenschaftlich begründet sowie für Scheiben, Wände und Platten noch viel heterogener. Der Vortragende erläuterte ein einheitliches Bemessungsverfahren, das auf der Plastizitätstheorie beruht. Nach dem statischen Grenzwertsatz ergibt ein Gleichgewichtszustand, der die Fließbedingungen nicht verletzt, einen unteren Grenzwert der Traglast oder des Tragwiderstandes. Mit der Annahme, Beton übertrage nur Druck und die Bewehrung nur Zug- oder Druckkräfte in Stabrichtung, werden Spannungsfelder aufgebaut, mit denen sich viele Probleme der Bemessungspraxis lösen lassen, wie an Beispielen gezeigt wurde. Eine 22 m breite Strassenbrücke in Brisbane (Australien) mit 145–260–145 m Spannweite und 50 m hoher Schiffahrtsöffnung erhält danach einen 12 m breiten querträgerlosen Spannbetonüberbau mit Hohlkastenquerschnitt; seine Konstruktionshöhe beträgt über den Pfeilern 15 m und im Scheitel 5 m bei 75/65 cm Stegdicke und 180/30 cm dicker Bodenplatte; ein abgehängter Überbau entfiel wegen des nahen Flughafens.

H. Wittfoht (Polensky & Zöllner, Frankfurt a. Main) sprach über «Vorspannung im Massivbrückenbau» und zeigte mit der Zielvorstellung einer gemeinsamen, einheitlichen Theorie das Verhalten der vorgespannten Stahlbetonkonstruktion von der Vorspannung Null (Stahlbeton) bis zur vollen Vorspannung (Spannbeton) auf [1]. Dabei wird das Zusammenwirken der schlaffen und vorgespannten Bewehrung und ihr Einfluss auf die Rissbeschränkung in Abhängigkeit vom Verbund mit der Betonkonstruktion deutlich für die Tragsicherheit und den Gebrauchszustand. Die Auffassung von einer ein-

heitlichen Theorie vermeidet Lücken und damit einige Fehler der Vergangenheit; dies bedeutet einen Vorteil für die Dauerhaftigkeit vorgespannter Betonbrücken.

H. Zoubek (Österreichischer Betonverein, Wien) sprach über den «Einfluss komplizierter Arbeitsabläufe auf den Baubetrieb beim Brückenbau». Durch neue Konstruktionen und Ausführungsverfahren [2, 3] konnte die auf einen Quadratmeter Brücke entfallende Arbeitszeit im Zeitraum von 20 Jahren auf durchschnittlich ein Fünftel gesenkt und die Arbeit für den Bauarbeiter erleichtert werden. Diese Entwicklung führt jedoch häufig zu komplizierten Arbeitsabläufen, die an den Baubetrieb hinsichtlich Güte und Sicherheit besondere Anforderungen stellen. Der Baustelleningenieur kann nicht mehr die konstruktiven und statischen Zusammenhänge selbst beherrschen und hierzu richtige Entscheidungen allein treffen. Der Arbeitsablauf darf nur nach einer mit den für Planung, Entwurf und Bemessung der Konstruktion zuständigen Stellen abgestimmten Arbeitsanweisung vor sich gehen, in der die zeitliche Aufeinanderfolge einzelner Teilleistungen und ihr Zusammenwirken eindeutig geregelt ist. Nicht mehr improvisieren, sondern genaues Einarbeiten, Einschulen wie am Fließband oder beim Ausführen von Taktarbeiten helfen den Aufwand niedrig zu halten und ermöglichen eine bessere Überwachung der Bauarbeiten. Anhand einiger Brückenvorhaben in Österreich wurde diese Entwicklung geschildert: Stahlrüstsysteme, Fertigteilbrückenbau mit industrialisiertem Fertigen entsprechend gestalteter Konstruktionen und Entwicklung tragkräftiger Autokräne, Pfeilerbauweise mit platzsparender, überflutbarer Arbeitsinsel mit einem Ring aus Spundwandkästen, freitragende Leichtbau-Vorschubgerüste mit Taktarbeit, freier Vorbau von 3 bis 10 m langen Ort betonabschnitten, abgespannter freier Vorbau für Bogentragwerke und Segmentbauweise [4] in Verbindung mit Warmbeton anstelle von Dampfbehandlung der Fertigteile.

K. Wagner (Ed. Züblin AG, Wien) sprach über «Verschiedene Rüstsysteme für feldweise Brückenbetonierung, im besonderen hydraulisch angetriebener, obenlaufender Rüstträger». Das Bemühen, sich von konventionellen Lehrgerüsten mit feldweiser Betonierung von Brückentragwerken geländeunabhängig zu machen, führte in den späten fünfziger Jahren zur Entwicklung hydraulisch angetriebener Vorschubrüstungen. Solche Rüstungen sind heute bei Stützweiten von 25 bis 60 m beson-

ders bei langen Brücken mit 10 und mehr Feldern auch bei schwierigen Anlageverhältnissen wirtschaftlich, wenn sich deren hohe Investitionskosten auf ausreichend grosse Bauwerke im Zuge einer langfristigen Nutzung umlegen lassen. Neben der Anordnung der Rüstträger unterhalb des herzustellenden Tragwerkes mit aufgesetzter oder dazwischenliegender Schalung [5] kann im innerstädtischen Bereich die Anordnung von *obenliegenden Rüstträgern mit abgehängter Schalung* zum Freihalten der Lichtraumprofile von Verkehrswegen erforderlich sein. Dies war der Fall beim Bau der Hochstrasse im Zuge der Bundesstrasse B14, Klosterneuburger Strasse in Wien, wobei wiederholte Querung von Bahngleisen und öffentlichen Strassen sehr gedrängte Platz- und Höhenverhältnisse bestanden [6]. Im Grundriss liegt das Bauwerk zunächst in einer Geraden, dann in einem Rechtsbogen mit 8000 m Radius, einer weiteren Geraden und einem Linksbogen. Der Anschluss am Widerlager Korneuburg liegt in einem Rechtsbogen mit 1200 m Halbmesser. Im Längsschnitt ist wechselndes Gefälle zwischen -0,9% und +3,0%. Die Querneigung wechselt zweimal und erreicht bis zu 3%. Das Brückenbauwerk hat mit 40 Feldern von 26 bis 51 m Stützweite eine Gesamtlänge von 1210 m.

Der Hohlkasten des Überbaus hat einschliesslich der Kragarme eine Regelbreite von 18,80 m; bereichsweise verengt sich der Querschnitt auf 16,90 m. Die Überbauhöhe beträgt gleichbleibend 2,00 m (Bild 1). Der Baustoffbedarf je Quadratmeter Brückenfläche (23 500 m²) beträgt 0,78 m³ Beton B 400, 53,2 kp Betonstahl RT 50 und Spannstahl 12,75 kp längs und 6,15 kp quer. Nach kurzer Einarbeitungszeit wurden alle 14 Tage ein Feld (270 m³ B 400, 30 Mp Betonstahl, 10,5 Mp Spannstahl St 1570/1770) und in 24 Monaten Bauzeit die 40 Tragwerksabschnitte ohne Beeinträchtigung der darunterliegenden Verkehrswege mit der Vorschubrüstung hergestellt (Bild 2).

Für den Aufbau der insgesamt 510 Mp schweren Rüstung wurden acht Wochen benötigt. Sie besteht aus *nur einem* 57,40 m langen verfahrbaren Hauptträger mit symmetrisch weit auskragenden Querträgern (Bild 3). Zur Rüstung gehören weiterhin der 21,60 m lange Vorbauschnabel (Bild 4), der vordere Auflagerahmen mit Pendelstütze, der hintere Auflagerahmen, drei Verschiebestühle sowie eine über Bügel abgehängte untere Arbeits- und Absetzbühne. Hauptträger und Vorbauschnabel haben trapezförmigen Kastenquerschnitt (vgl. Bild 2), wobei der Schnabel über ein senkrechtes hydraulisch gesteuertes

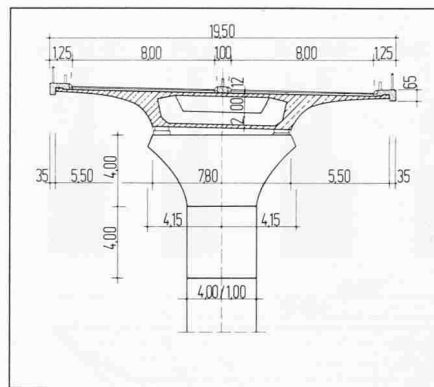


Bild 1. Brückenquerschnitt der Hochstrasse Wien - Nussdorf

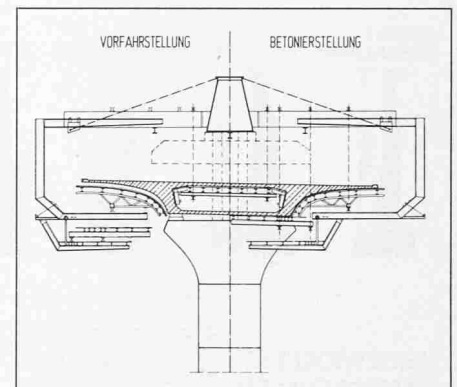


Bild 2. Eingeschaltes Tragwerk von Bild 1 - mit obenliegendem Rüstträger

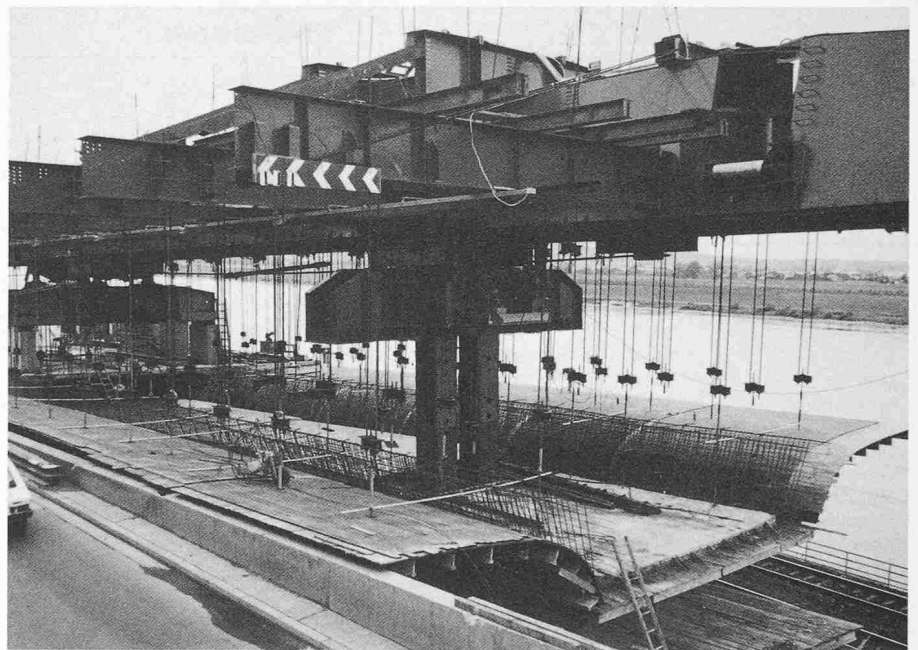
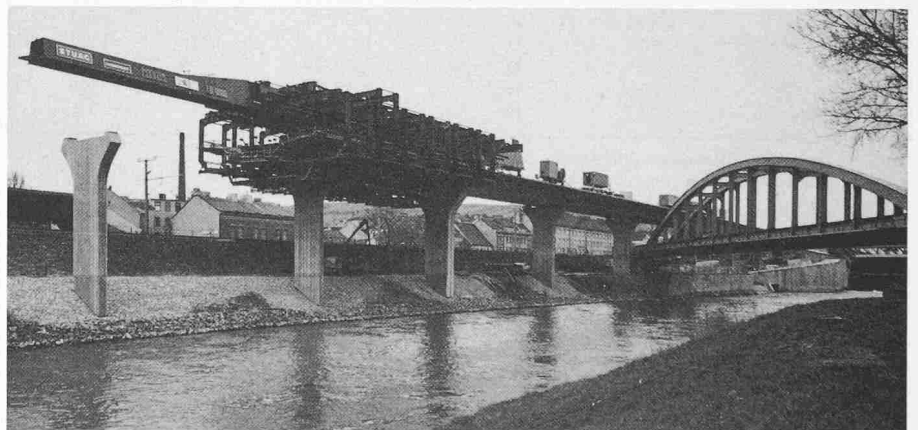


Bild 3. Vorschubrüstung von Bild 2 mit abgehängter Schalung ohne Hängebügel

Bild 4. Obenliegender Rüstträger von Bild 3 mit Vorbauschnabel - zum Freihalten des Lichtraumprofils anderer Verkehrswege unter dem neuen Überbau (rechts)



Gelenk mit dem Hauptträger verbunden ist. Um mit der abgelassenen Bodenschalung am Pfeiler vorbeifahren zu können, ist die unterste Bühne am Hängebügel querfahrbar konstruiert. Im Betonierzustand liegt die Vorschubrüstung auf dem vorher betonierten Abschnitt sowie mit einer Pendelstütze auf dem nächsten Pfeilerkopf

auf. Die Aussenschalung und die Innenschalung des Hohlkastens hängen im Betonierzustand an den Kragarmen des Hauptträgers (Bild 3). Da die Stützweite des Gerüsts auf 36,5 m begrenzt ist, müssen in den zwei grössten Feldern Hilfsstützen vorgesehen werden. - Während der Tagung wurde diese Baustelle besichtigt.

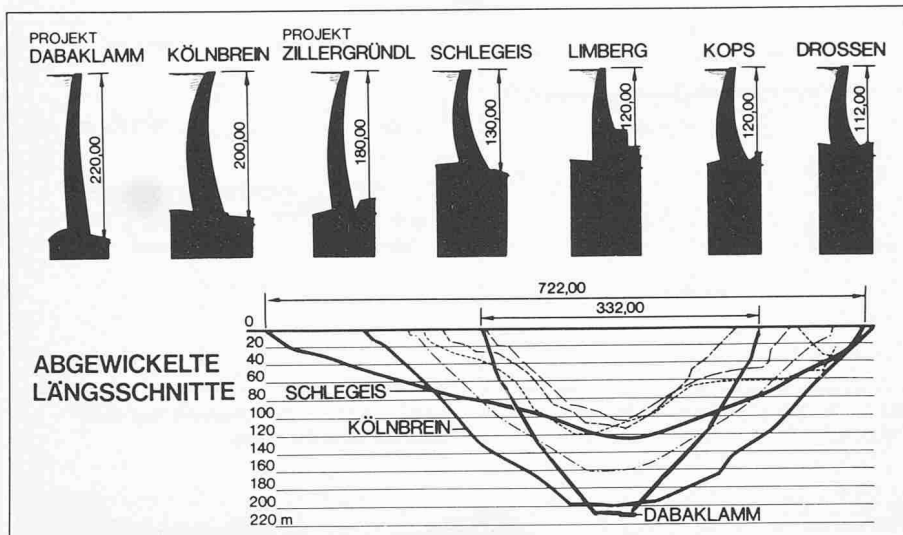


Bild 5. Quer- und Längsschnitte österreichischer Gewölbemauern im Sperrbau

Tabelle 1. Sperrbau in Österreich

Sperre	Bauherr	Bauart*	Bauzeit	Höhe (m)	Kubatur (1000 m ³)
Spullersee	ÖBB	G	1922/25	35	60
Südsperr					
Vermunt	VIW	G	1928/30	53	144
Hierzmann	SWE	B	1948/50	58	43
Limberg	TKW	BB	1948/51	120	446
Möll	TKW	B	1950/52	93	
Mooserboden	TKW	G	1952/55	107	670
Drossen	TKW	BB	1952/55	112	355
Ottenstein	NEWAG	BB	1954/56	69	124
Grosser Mühlendorfersee	ÖDK	G	1954/57	46	153
Freibach	KELAG	D	1957/58	41	235
Kops	VIW	G/B	1961/65	122	663
Diessbach	SAFE	D	1962/63	36	165
Gepatsch	TIWAG	Steindamm	1962/65	153	7100
Durlassboden	TKW	Erddamm	1965/66	83	2500
Stillup	TKW	D	1966/68	28	790
Schlegeis	TKW	B	1967/71	131	980
Wurten	KELAG	D	1969/71	42	264
Oscheniksee	KELAG	D	1971/76	78	1000
Grossee	KELAG	D	1972/74	41	380
Hochwurten	KELAG	D	1972/74	48	335
Grosskar	ÖDK	D	1973/75	55	540
Kölnbrein	ÖDK	B	1974/77	200	1580
Bolgenach	VIW	D	1976/78	92	1200
Längental	TIWAG	D	1977/79	37	400
Finstertal [12]	TIWAG	D	1977/80	149	4500
Bockhartsee	SAFE	D	1980...	33	245

* B Gewölbemauer, BB doppelt gekrümmte Bogenmauer
D Staudamm/Schüttdamm und G Gewichtsmauer

Sperrbau und Wasserkraftwerke

J. Herbeck (Allgemeine Bauges. A. Porr AG, Wien) gab einen Überblick über den «Sperrbau in Österreich», wo die topographischen Verhältnisse und das Wasserdargebot der Alpen besonders günstige Voraussetzungen für die Umwandlung von Wasserkraft in elektrische Energie bieten [7, 8]. Mit dem Bau talseitiger Anschlüsse tief eingeschnittener Alpentäler (Tab. 1) lassen sich sehr umfangreiche und energieintensive Speicherräume schaffen. In Österreich wurden im Jahre 1908 die ersten

Staumauern moderner Art gebaut und wegen des ständig wachsenden Energiebedarfs (1947 je Einwohner 690 kWh und 1976 4100 kWh) ab 1947 in grossem Ausmass weitere (Bild 5). Die Staumauern von Kaprun waren zur Zeit ihrer Errichtung sowohl in der Grössenordnung als auch in der organisatorischen und technischen Durchführung weltweit ein Vorbild. Über die folgende Entwicklung der Sperrbautechnik (Tab. 2) und der Rationalisierungsmassnahmen beim Bauen (Tab. 3) wurde ausführlich berichtet sowie erzielte Betonierleistungen (bis 360/7160/155 000/855 000 m³ je h/d/Mon/a) (Tab. 3) [9, 10, 11] und Rationalisie-

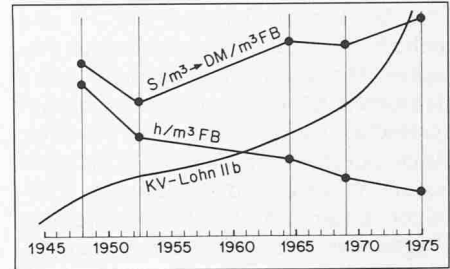


Bild 6. Rationalisierung im österreichischen Talsperrenbau (Kosten und Arbeitsstunden je Kubikmeter Sperrbeton, Lohnkosten)

rungserfolge (Bild 6) beschrieben. An einer Vielzahl von Staumauer- und Staudammvorhaben [12] (Tab. 1) wurde die Entwicklung gezeigt. Diese Erfahrungen verwerten Österreichs Bauunternehmen auch bei Grossprojekten im Ausland, wie z. B. Pfeilerkopfmauer, Hamadan (1962) mit 0,2 Mio. m³ FB und Staumauer Minab (1979) mit 0,45 Mio. m³ FB [13].

Für Sperrbauten sind Grossbaustellen erforderlich und meist mit infrastruktureller Erschliessung. Sie bedeuten Massarbeit für jeden Einzelfall mit Teamarbeit und umfangreichem Geräteeinsatz; durch die Arbeit im Freien ist man allen Witterungseinflüssen (Lawinen, Schneeverwehungen, Steinschlag) ausgesetzt. Durch den Sperrbau wird die Gebirgswelt durch die leuchtende Wasserfläche der Seen im Spätsommer und Herbst bereichert (Bild 7), und die Strassen, welche die Hochgebirgswelt während des Bauens erschliessen, bringen bleibenden Gewinn für den Tourismus, die Alp- und Forstwirtschaft. Die Sperre selbst wird bei richtiger Einpassung in die Umwelt kaum oder nur von wenigen Stellen aus sichtbar und die Landschaft kaum verändern, wenn Wasserkraftbauer und Ökologen sinnvoll zusammenarbeiten.

W. Reismann (TU Wien) geht in seinem Vortrag über «Flusskraftwerke» auf die Bedeutung dieser Kraftwerke für die österreichische Stromversorgung ein [7]. Der gesamte Strombedarf wird in Österreich zur Hälfte von Fluss- oder Laufkraftwerken gedeckt; den grössten Anteil erbringen die Donaukraftwerke. Der Rahmenplan sieht für den 350 km langen Lauf zwischen Passau und Wolfsthal (155 m Gefälle) zwölf Stautufen (Tab. 4) vor, wovon neun im Bau oder im Betrieb sind. Das Grossvorhaben soll in zehn Jahren nach insgesamt 40 Jahren Bauzeit 1992 abgeschlossen sein. Der grosszügige Ausbau der österreichischen Flüsse bedeutet eine grosse Bauleistung; so beträgt heute der Bauumfang für eine Donaustaufe 15 bis 20 Mio. m³ Erdbewegung und Felsabtrag, 1 bis 1,5 Mio. m³ Bauwerkbeton, 15 bis 20 Mio. kp Betonstahl und 0,2 bis 0,5 Mio. m² Schalung.



Bild 7. Harmonische Einpassung mehrerer Sperren im Hochgebirge mit Bereicherung durch Wasserflächen (Kaprun)

Tabelle 2. Entwicklung der Sperrenbautechnik in Österreich (Porr)

Sperre	Baujahre	Wohnlager (m ²)	Beschäftigte	Aufbereitung (Mp/h)	Beton- mischturn (m ³ FB/h)	Kabelkran (kN)	Kübelinhalt (m ³ FB)	Blockhöhe (m)	Betonmenge (1000 m ³)
Limberg	1940/51	16 500	3000	300	180	85	2,6	3	446
Mooserboden	1950/55	15 000	2500	400	240	95	3	3	1020
Kops	1962/67	6 800	800	450	240	200	6	3	663
Schlegeis	1967/71	8 970	930	500	240	200	6	2,45	980
Kölnbrein	1974/77	6 500	700	900	360	260	9	3	1580

An einigen Bauvorhaben wurde beispielhaft die Entwicklung in der Gestaltung von Flusskraftwerken und die Fortschritte des Erd- und Betonbaues in Österreich bis zum gegenwärtigen Stand (FKW Greifenstein) dargestellt. Eingegangen wurde besonders auf die Rationalisierung im Baubetrieb und ihre Auswirkung auf die Baupreise (vgl. Bild 6). So wurde die Bauzeit je Staustufe um fast die Hälfte auf 2,5 Jahre verringert, wöchentlich bis 0,1 Mio. m³ Erdaushub bewegt, monatlich bis 0,1 Mio. m³ Beton bereitet (400 m³/h) und stündlich 50 m³ Beton je Rotoband (Rotec-Creter; Grove) [14] (Bild 8) eingebracht. Die Arbeitsstunde je kW Ausbauleistung konnte von 70 auf 25 verringert werden. Da bei Wasserkraftanlagen, die in Österreich rd. 70% des elektrischen Stroms liefern, die hohen Baukosten den Strompreis massgeblich mitbestimmen, wirkt sich der technische Fortschritt beim Bauen auch stabilisierend auf die Strompreise aus.

Tabelle 3. Kabelkran- und Betonierleistungen im Österreichischen Sperrenbau (Porr)

Sperre	Haupt- baujahr	Kabelkran-Tragkraft		tägliche Einbauleistung		
		(kN)	insgesamt (kN)	(m ³ FB/kN)	(m ³ FB)	Maximum (m ³ FB)
Limberg	1950	85	270	6	1500	.
Mooserboden	1954	95	540	6	3170	4102
Schlegeis	1970	200	400	8	3290	5206
Kölnbrein	1976	260	520	11	5670	7161

G. Weihs (Baugesellschaft Ed. Ast & Co, Graz) sprach über «Kavernenkraftwerke». Gründe für den Bau eines Kraftwerkes im Berg statt im Freien sind die Ortsungebundenheit, Platzmangel für ein Krafthaus im engen Tal [15], ungünstige Krafthaus-Gründungsverhältnisse, Witterungsunabhängigkeit (Lawinen, Steinschlag, Schneeverwehungen), kaum Umwelteigriffe, kein Grunderwerb, Sicherheit gegen Zerstörung von aussen und hohe Pumpenein-

laufdrücke (20 bis 40 m WS); ausserdem sind die durch steigende Maschinenleistungen benötigten Nutzquerschnitte der Triebwasserführungen (bis 40 m²) in unmittelbar in die Kaverne führende Stollen besser zu beherrschen als in den zwischen dem Berg und Krafthaus oberirdisch verlegten Rohrleitungen. Die beiden letztgenannten Gründe gelten auch für Schachtkraftwerke (Rotund, Kühtai [12]), bei denen die Kaverne bis an die Erdoberfläche

Tabelle 4. Österreichs Donaustaufstufen mit Laufkraftwerken; Rahmenplanung

Staufstufe mit Laufkraftwerk	Bauzeit	N (MW)	Q (m³/s)	Arbeits- vermögen (Mio. kWh)	Erd- aushub (Mio. m³)	Fels- abtrag (Mio. m³)	Bauwerk- beton (Mio. m³)	Beton- stahl (Mio. kp)
Jochenstein	1952/56	130	2050	850	1,50	0,30	0,53	8,0
Aschach	1959/64	286	2040	1 648	3,06	0,26	1,10	13,5
Ottensheim-Wilhering	1970/74	179	2250	1 143	10,90	0,45	0,85	14,0
Abwinden-Asten	1976/80	168	2475	1 028	7,50	0,60	0,85	12,0
Wallsee-Mitterkirchen	1965/68	210	2700	1 320	9,00	1,07	1,05	17,5
Ybbs-Persenbeug	1954/59	200	2100	1 282	3,14	0,28	0,69	11,2
Melk	1979/82	187	2700	1 180	18,00	1,00	0,90	15,0
Rührsdorf	geplant	150	.	800	-	-	-	-
Altenwörth	1973/77	355	2700	1 950	11,24	1,48	1,28	24,6
Greifenstein	1981/84	293	3150	1 720	12,70	1,60	1,10	20,0
Wien	geplant	141	.	907	-	-	-	-
Hainburg (CSSR)	geplant	366	.	2 136	-	-	-	-
Total		2 645		15 964				

Tabelle 5. Kavernenkraftwerke in Österreich mit kurzem Unterwasserstollen oder mit langem Unterwasserstollen und Kaverne tief im Gebirge (schwedische Bauweise)

Kavernenkraftwerk	Francis-Turbinen	Q (m³/s)	Fallhöhe (m)	N (MW)	Kaverne (M)	Ausbruch (m³)	Lotschacht (m)	Unterwasser- stollen (m)
Untere Sill (1966)	3	32,4	100	29	55/15/24	14 000	-	kurz
Fulpmes (1982) (ÖBB)	2	10	180	15	22/14/28*	8 000	180	5 400

* elliptischer Querschnitt

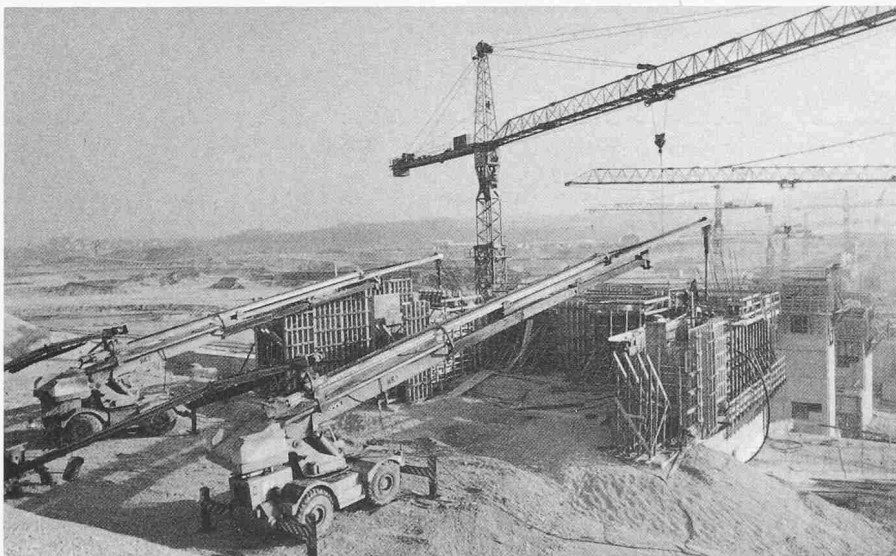
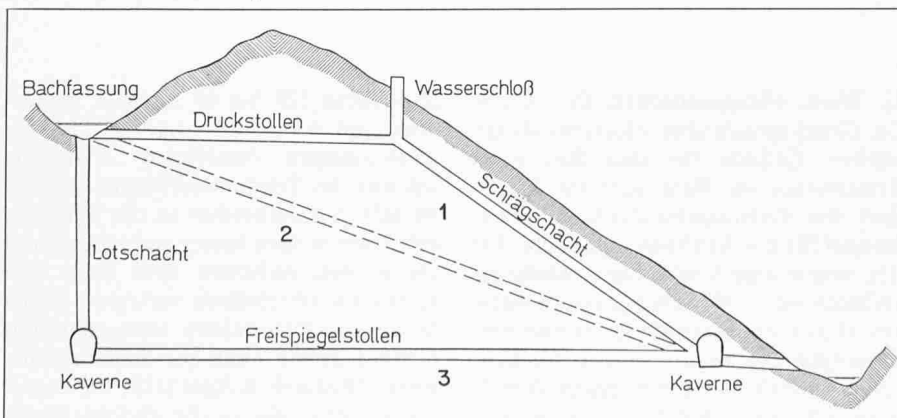


Bild 8. Rotobänder als Selbstfahrer mit bis 42,60 m langem Teleskopausleger beim Betoneinbau im Kraftwerksbau an der Donau

Bild 9. Lage der Kaverne bei Kavernenkraftwerken: 1 mit kurzem Unterwasserstollen, 2 bei geringer Fallhöhe und 3 bei Lotschacht langer Unterwasserstollen



durchgezogen ist. Die Nachteile der Kavernenkraftwerke sind die höheren Kosten gegenüber der Anlage im Freien, Transportprobleme, Gebirgswasserzutritt, Beleuchtung, Belüftung sowie Anpassung der Kraftwerksplanung an die geologischen Verhältnisse und sparsamer Raumbedarf. Die Größe des Hohlraumes wird durch die Einbauten bestimmt und die Formgebung von den felsmechanischen Eigenschaften des Gebirges, gegebenenfalls statt senkrechter gewölbte Ulmen.

Zum Festlegen der Form und Lage der Kaverne (Bild 9) müssen vorher genaue Bodenaufschlüsse (Sondierstollen; Bohrkerne, Messungen) durchgeführt werden. Für die Kalotte wird entsprechend der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (Natan) meist ein mit Baustahlgewebe bewehrtes Spritzbetongewölbe mit Gebirgsankern vorgesehen und zur Ableitung von zutretendem Gebirgswasser darunter ein Scheingewölbe mit Isolierung oder Metaldach eingezogen. Je weiter die Kaverne im Berg liegt und die Transportwege länger werden, um so genauer muss die Arbeitsablaufplanung sein, um eine wirtschaftliche Durchführung des Ausbaues zu erreichen. Obwohl Kavernenkraftwerke meist teurer sind als Krafthäuser im Freien, stellen sie auf Grund örtlicher Gegebenheiten und technischer Überlegungen oft die ideale Lösung für ein Bauvorhaben dar. Die Besonderheiten der Bauausführung wurden an zwei Beispielen (Tab. 5) geschildert.

Kalorische Kraftwerke

B. Cichocki (Bauges. Mayreder, Keil, List & Co, Graz) berichtete über die «Bauaufgaben bei der Errichtung kalorischer Kraftwerke». Da die nutzbare Wasserkraft Österreichs bereits zu über 60% ausgebaut ist und der Energiebedarf ständig steigt, sollen bis 1989 kalorische Kraftwerke mit einer Gesamtleistung von 2200 MW gebaut werden. Die Anlagekosten betragen etwa 1,7 Mio. Mark/MW und die reinen Baukosten etwa 15%, was für die Bauwirtschaft Aufträge für 570 Mio. Mark bedeutet. Die Bauaufgaben für kalorische Kraftwerke sind zum Teil konventionelle Hochbauten, doch kommen auch Sonderbauten zur Ausführung, wie Gleitbau, Kletterbau mit modernen Kletterautomaten sowie Hub- und Verschiebetechnik. Beim 330 MW-Braunkohlekraftwerk Voitsberg 3 [16, 17, 18], das ab 1983 in jährlich 4000 Vollaststunden 10% der kalorischen und 3% der Gesamtstromleistung Österreichs erzeugen wird, steht der Kamin frei und vom Kesselhaus abgesetzt; die Baumasse für Hauptbauwerk und Kühlturm, 0,04 Mio. m³ Beton, 3,1 Mio. kp Bewehrung und 0,11 Mio. m² Schalung. Die Kraftwerke Wien-Simmering (Block 6, 1969) und Korneuburg II (1972) haben eine Kesseltragkonstruktion aus Gleitbaustahlbetonpylonen (vgl. Bild 16) mit einem verbindenden Kopftragwerk aus Stahl- oder Spannbeton, das die Lasten des aufgeständerten Kamins über die Pylone ableitet. Im Kraftwerk Simmering sind die 62 m hohen Hohlkastenpfeiler im Fundament eingespannt, und ein 8 m hoher Trägerrost zwischen den Pylonenköpfen trägt den 125 m hohen Stahlbetonkaminmantel. In Korneuburg wurde das am Boden hergestellte, 1400 Mp schwere Kopftragwerk zwischen den flachgegründeten Pylonen hochgehoben; für das Gleiten der Pylone, Herstellen und Vorspannen des Kopftragwerkes und das anschliessende Gleiten des 89 m hohen Kamins wurden insgesamt sieben Monate Bauzeit benötigt.

Betontechnik und Bauforschung

H. Sommer (Verein der Österreichischen Zementfabriken [VÖZ], Wien) zeigte die «Möglichkeiten der Betontechnologie» auf. Festigkeit und Dichte des Betons können in der Baupraxis für einen breiten Anwendungsbereich innerhalb einer Zehnerpotenz zielsicher gewählt und auf die Verarbeitungsweise abgestimmt werden, wobei Zusatzmittel laufend neue Möglichkeiten er-

schliessen; so kann ein Strassenbeton mit normalem Zement und einem geeigneten Fließmittel wegen des sehr niedrigen Wasser-Zement-Wertes (0,35) selbst bei spätherbstlichen Temperaturen schon nach zwölf Stunden schwersten Verkehr aufnehmen [19, 20]. Während neue Anwendungsbereiche vielfach nur in Sonderfällen nutzbar sind, haben Weiterentwicklungen bei den Zementen, der Zuschlagstoffaufbereitung, der Mischanlagen und der Güteprüfung zur Wirtschaftlichkeit des ganzen Betonbaus beigetragen. 1930 betrug in Westeuropa der mittlere Zementgehalt 350 bis 400 kp/m³ [21] und 1980 250 bis 300 kp/m³ sowie in Österreich 260 kp/m³ bei Transportbeton [22]. Eine bestimmte Betonfestigkeitsklasse kann heute mit einem um etwa 100 kp/m³ kleineren Zementgehalt als vor 50 Jahren erreicht werden. Den Beton darf man dann nicht so weit ausmargern, wenn langer Bestand und Rostschutz der Bewehrung erforderlich sind. Deshalb legen die «Betonarten» (Neufassung von ÖNORM B 4200, Teil 10) [23] alle jeweils erforderlichen und nachzuweisenden Güteeigenschaften und nicht nur die Festigkeit fest. Die Voraussetzungen für die Verwendung von weniger guten Zuschlägen wurden durch Verwendungsklassen I bis III und den erweiterten Sieblinienbereich (ÖNORM B 3304, Zuschläge, 1981) geschaffen [24] und so ein Beitrag zur Rohstoffversorgung geleistet. Viele der neuen Möglichkeiten sind auf den Kleinbaustellen (30% des Zements wird in Säcken geliefert) nicht anwendbar und grundlegende Bestimmungen bisheriger Normen dort nicht durchsetzbar. Deshalb wurde ein Verfahren zur zielsicheren Betonherstellung auch im Kipptrömmelmischer ohne gewichtsmässige Zugabe und ohne Gewähr für eine bestimmte Kornzusammensetzung des Zuschlags entwickelt [25] sowie entsprechende Anweisungen für die Praxis herausgegeben [26, 27]. Der neue Rezeptbeton [23] ist bis zur Festigkeitsklasse B 225 anwendbar. Statt weiter neue Möglichkeiten zu entwickeln, sind künftig die bereits vorhandenen noch besser bauwirksam umzusetzen.

J. Nemet (Reaktor-Forschungs- und Baugesellschaft, Seibersdorf) berichtete über «Ausgewählte Kapitel der Bauforschung» und stellte zwei grosse Versuchsvorhaben vor: Weiterentwicklung von Spannbetondruckbehältern für den nichtnuklearen Einsatz bei thermischen Prozessen (Kohlevergasung und -verflüssigung, Erdölentschwefelung, thermische Energiespeicherung) und für Drucklagerung von Erdölderivaten (Propylen, Äthylen, Propan) und anderen gefährlichen Stoffen (Ammoniak) [28, 29]; neben der höheren Sicherheit

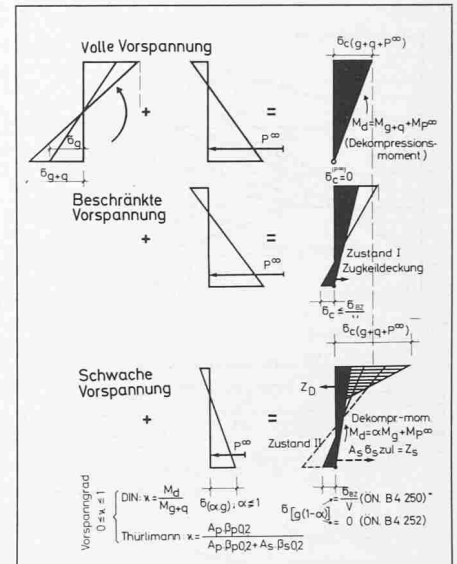


Bild 10. Volle, beschränkte und schwache Vorspannung

führt die Drucklagerung im Spannbetondruckbehälter auch zu bedeutenden Energieeinsparungen gegenüber der üblichen Tieftemperaturlagerung bei Umgebungsdruck. Auf dem Gebiet der Bauökologie wurde im Projekt *Baustoff und Lebensqualität* der Einfluss von raumbildenden Baustoffen auf Wohlbefinden und Gesundheit des Menschen untersucht. Dabei stellte man in drei gleichen Häusern aus Holz, Ziegel und Beton den Einfluss dieser Baustoffe auf das Raumklima fest und untersuchte gleichzeitig ggf. eintretende biologische Wirkungen in einem Tierversuch über drei Generationen.

Schwache Vorspannung - verbundlos

A. Pauser (Zivilingenieur für Bauwesen, Wien) sprach über «Rückblick - Vorschau zum Spannbeton», der auch in fertiger Konstruktion kein rissfreier Baustoff ist. Für die Erhaltung sind deshalb 1% bis 2% des Anlagevermögens im Jahresmittel aufzuwenden. Ein weitgehend kontinuierlicher Übergang von der in Einzelfällen sicher sinnvollen vollen Vorspannung bis hin zum Stahlbeton in bestmöglicher Übereinstimmung mit der Aufgabe des Bauwerkes soll bei einem für den Konstrukteur in seinen Entscheidungen weitgesteckten Spielraum helfen, die notwendige technische und wirtschaftliche Wirkung sicherzustellen. Mit verringertem Vorspanngrad wird nicht nur das Verformungsverhalten günstig und zielbewusst gesteuert, sondern auch weitgehend den bekannten und bewährten Konstruktionsregeln des Stahlbetons gefolgt. Weitere Kennzeichen der schwachen Vorspannung (Bild 10) sind

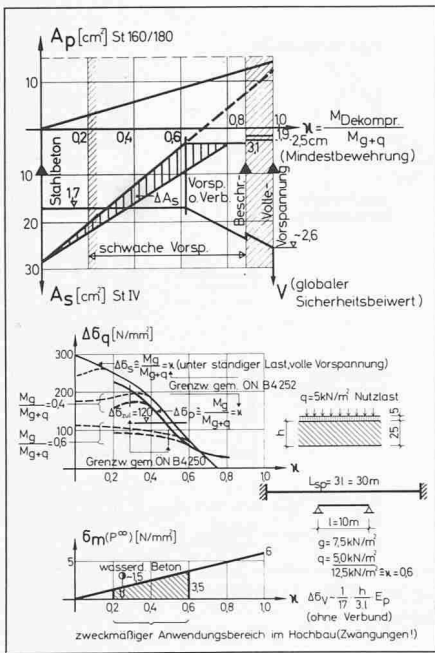
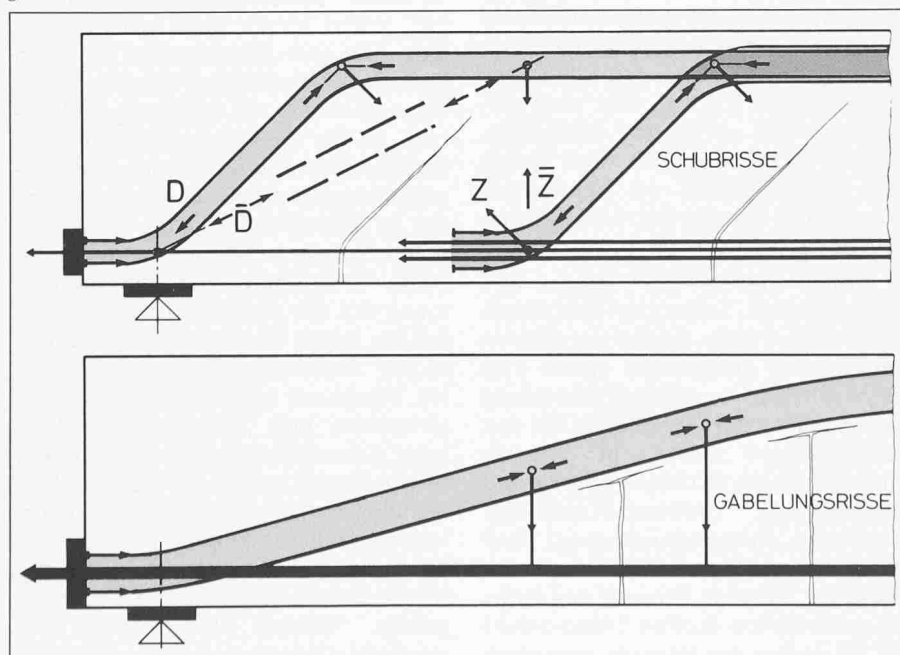


Bild 11. Schwache Vorspannung für Decken im Hochbau

- wenige lange und wegen des geringen Ankeranteils wirtschaftliche Vorspannglieder bei nur einer Vorspannphase,
- genügend Platz zum Betonieren auch bei schlanken Bauteilen wegen der geringen Spannkabelzahl,
- kleinere Rissbreite und deshalb geringere Verformungen im Gebrauchszustand, weil der Spannungswechsel im Stahl geringer als im Stahlbetonbau ist,
- eingegrenzte Kräfteumlagerungen bei Verbindungen im Fertigteilbau durch gesteuerte Verformung,
- grössere zusammenhängende Baukörper ggf durch Einbeziehung der vorhandenen Bodenplatte und

Bild 12. Rissbildung bei Spannbeton mit (oben) und ohne Verbund (unten) - als Fachwerk- bzw. Druckbogenmodell



- angemessene Bruchsicherheit durch eine wirtschaftliche und zweckmässige Ergänzung der Spannkabel (Zuglemente) durch die schlaife Bewehrung, die gegenüber der vollen und beschränkten Vorspannung keine reine Zusatzbewehrung ist.

Die derzeit bestehenden Normen (ÖNORM B 4250/Hochbau, ÖNORM B 4252/Brückenbau, SIA 162, DIN 4227) lassen die Anwendung schwacher Vorspannung im Hochbau zu (Bild 11). Ein wesentlich weiterreichendes Aufgabengebiet kann durch die *verbundlose Vorspannung* (Bild 12) erschlossen werden - wünschenswert besonders für Flachdecken. Die maschinell auf den gefetteten Stahl extrudierte Kunststoffhülle oder Kunststoffhüllrohre mit niedrigem Elastizitätsmodul und einer Fetzschwächenschicht bieten jederzeit einen ausreichenden Rostschutz, d. h. auch bei gerissener Zugzone. Zu den Vorteilen der schwachen Vorspannung kommen die der verbundlosen Vorspannung hinzu:

- voller Rostschutz des Spannstahls schon ab Werk, deshalb nicht mehr besondere Sorgfalt beim Transport, Zwischenlagern, Einbauen und Auspressen erforderlich,
- grössere Spannkraftwirkung durch bessere Randlagen infolge kleinerer Hüllrohrdurchmesser oder besonderer Hüllrohrform,
- kleinere Spannkraftverluste und deshalb lange, wirtschaftliche Spannglieder,
- Winterarbeiten noch bei für Stahlbeton üblichen Temperaturen, da das Auspressen entfällt, und
- gleicher Feuerwiderstand wie von Stahlbeton.

Damit können zeitaufwendige wie auch durch die hohen Anforderungen an die Sorgfalt und das entsprechende Fachwissen gebundene Arbeitsschritte entfallen und die einer Verbreitung des Spannbetons im Hochbau entgegenstehenden Hemmnisse langsam abgebaut werden. In den USA folgt nun neben den zahlreichen Anwendungen im Hochbau auch der Brückenbau mit sehr langen Überbauten; so wird derzeit die *Seven Mile-Bridge* in Florida, künftig die längste Brücke der Welt, in *erweiterter Segmentbauweise* mit Vorspannung ohne Verbund erstellt, und zwar beim Einsatz von nur 14 Mann wöchentlich 130 m und bald 180 m Arbeitsfortschritt. Die Spannglieder in Polyäthylenrohren werden nachträglich ausgepresst, eine bei den Abspannungen von Schrägseilbrücken bewährte Bauweise. Die freie Führung der Spannglieder im Hohlkasteninnern erleichtert wesentlich das Betonieren der Stege, und die sonst erforderliche Genauigkeit bei der Verlegung der Hüllrohre in den einzelnen Segmenten besonders an den Orten der Klebfugen ist nicht mehr notwendig. Diese Anwendung im Grossen zeigt deutlich die ökonomisch-konstruktiven Wechselwirkungen erhaltungs- und überprüfungswilliger Konstruktionen mit Systemreserven. Der Vortragende schloss mit den Worten *Maillarts* 1938 in der Schweizerischen Bauzeitung [30]:

«Eine allgemeine Lockerung der Vorschriften im Sinne der Zuweisung einer grösseren Verantwortung an den konstruierenden Ingenieur würde sehr zur qualitativen Verbesserung unserer Bauwerke beitragen. Vor allem dürften die Vorschriften nicht schon dem Studierenden angelehrt werden, da dies der Freiheit seines Blickfeldes nur sehr abträglich sein kann. Eine ganz einfache Berechnungsweise ist also einzig möglich und genügend. Die vernünftige Beurteilung ihrer Resultate ergibt jedenfalls eine Konstruktion von gleichmässiger Sicherheit als die strikte aber gedankenlose Anwendung einer mit allen Feinheiten ausgestatteten Rechenmethode».

D. Jungwirth (Dyckerhoff & Widmann AG, München) sprach über die *«Verbesserung des Langzeitverhaltens von Spannbetonkonstruktionen durch Qualitätssicherungssysteme»* und klassifizierte Schäden, die sich bei der Spannbetonbauweise vereinzelt eingestellt haben und auf Grund der Gutmütigkeit der Bauweise erst Jahre später sichtbar wurden, nach Schadensbereichen und Häufigkeit. Ausführlich befasste sich der Vortragende mit den Möglichkeiten der Verbesserung der Ausführungsqualität. Die Erkenntnisse im Bereich des temporären Rostschutzes, der Frost- und Tausalzwirkung, Betondeckung, Reibungsprobleme bei Nichterreichen

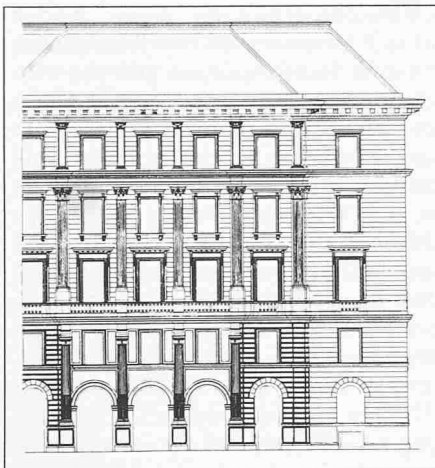


Bild 13. Fassade eines historischen Gebäudes der Ringstrassenepoche des 19. Jahrhunderts



Bild 14. Verwaltungsgebäude der Mobil Oil Austria als Neubau mit historischer Fassade am Schwarzenbergplatz zur Erhaltung des Wiener Stadtbildes

des Dehnweges, Einpresstechnik usw. sind möglichst rasch zu berücksichtigen. Weiter wurde auf die Aus- und Weiterbildung mit Checklisten, die Abgrenzung der Verantwortlichkeit, Überwachungsarten (Norm SIA 260), Vorhaltemasse und auf die Umsetzung dieses umfassenden Vorhabens eingegangen.

Besichtigungen

Der Vortragsveranstaltung folgte ein Tag mit Besichtigung der Baustellen des Verwaltungsgebäudes der Mobil Oil Austria AG in Wien, des Wärmekraftwerkes Dürnrohr im Tullnerfeld und der Anschlussstelle Nordbrücke als Schnellstrassenknoten, wozu 16 Spann- betonbrücken, die Hochstrasse Handelskai (65 000 m², 147 T-förmige Fertigteile, 16 bis 22 m für 24 Öffnungen), die Eisenbahnbrücke über den Donaukanal (30-52-40 m, 190 m Bogenhalb-

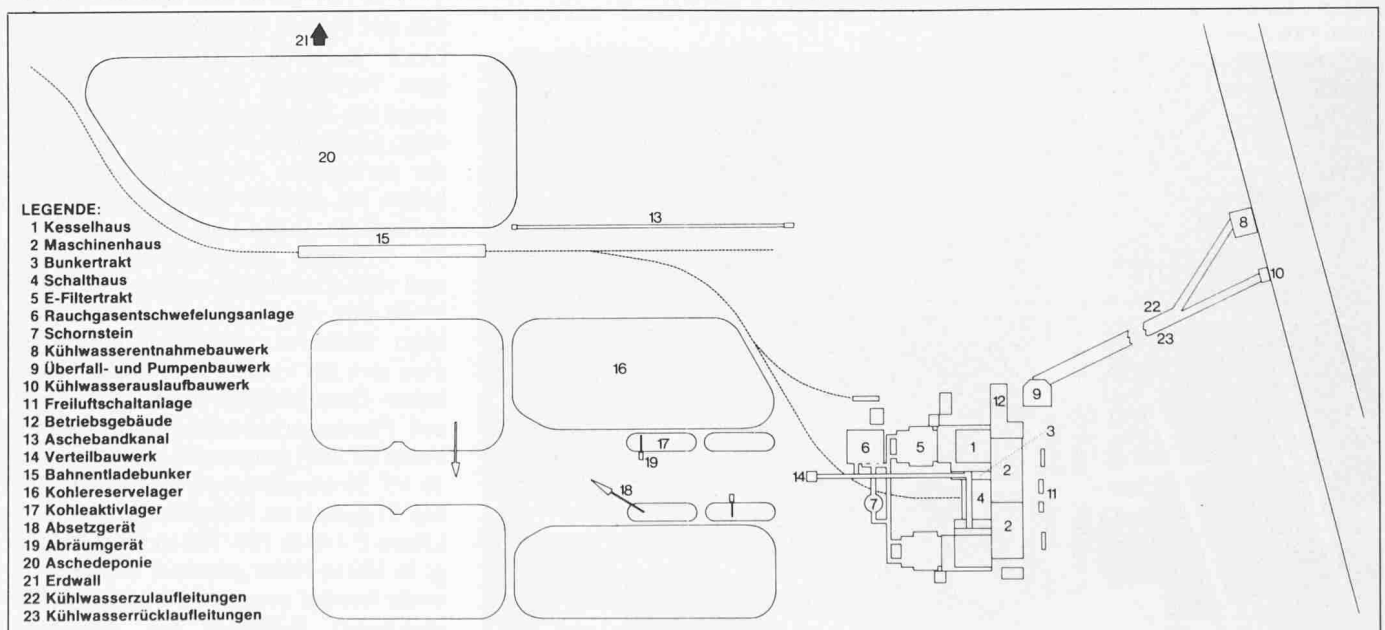
messer, Spannbetontrog 122 x 8,70 x 2,40 m mit 52 kp Spann- stahl St 160/180 und 125 kp Betonstahl je m² Brückenfläche), die Hochstrasse für die B 14 (vgl. Bilder 1 bis 4; [6] und die Nordbrücke mit 60 und 70 m Spannweite.

Verwaltungsgebäude der Mobil Oil Austria in Wien

Im Jahre 1980 erwarb die Mobil Oil Austria AG das 3893 m² grosse Grundstück, Schwarzenbergplatz 3 in Wien I, dessen erste Bebauung 1860 nach den Plänen von Ferstel als Direktionsgebäude der k. u. k. Staatsbahn nach Zerstörung im letzten Weltkrieg abgetragen war. Es wird darauf ein modernes Verwaltungsgebäude errichtet, das eine historische Fassade der Ringstrassenepoche des 19. Jahrhunderts (Bild 13) im Bereich des Schwarzenbergplatzes und noch ein Stück in die Lothringerstrasse hinein als kulturellen Beitrag zur Erhaltung des Stadtbildes (Bild 14) erhält. Zur Baugrubenumschliessung und

Gründung der Aussenwände wurden von der Kellersohle aus Schlitzwände (4100 m², 80 cm) bis zu 16 m und nach 5 m Aushub für die Innenstützen 88 Bohrpfähle (1400 lfd m, 120 und 150 cm Ø) bis 18 m tief niedergebracht, danach das Grundwasser innerhalb der dichten Schlitzwandeneinfassung abgepumpt und der Boden (27 000 m³) bis zur Gründungssohle 10 m unter Gelände ausgehoben und die drei Keller-, die fünf bzw. sieben Ober- und das Dachgeschoss mit insgesamt 35 000 m² Geschossfläche als Stahlbetonkonstruktion mit 0,12 Mio. m³ umbauten Raum - ein Drittel im Keller mit Tiefgaragen - errichtet, und zwar mit 14 000 m³ Transportbeton (bis 320/800 m³ je d/Woche bei 55 m³/h Pumpleistung), 1800 Mp Betonstahl RT 50 und 63 000 m² Schalfläche. Durch den unregelmässigen Grundriss wurden zahlreiche Unterzüge und Abfangungen notwendig. Grosse Wert wird auf eine gute Wärme- und Schalldämmung und künftig

Bild 15. Kohlekraftwerk Dürnrohr im Tullnerfeld bei Wien, mit 765 MW das grösste Wärmekraftwerk Österreichs



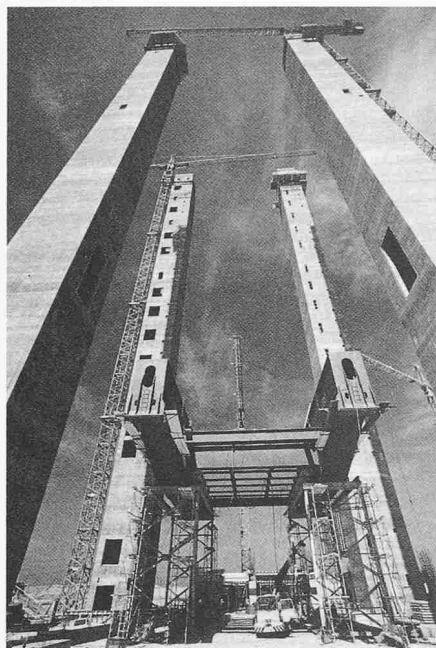


Bild 16. Die vier 100 m hohen Pylone in Gleitbauweise für das VKG-Kesselhaus des Kohlekraftwerkes Dürnrohr

geringen Energieverbrauch (Fernwärmeversorgung, Warmwasser-Zentralheizung mit Primärluftanlage, d. h. keine Klimaanlage) gelegt. Nach Baubeginn im März 1981 rechnet man mit der Fertigstellung im Herbst 1983 sowie mit rd. 100 Mio. Mark Gesamtbaukosten.

Kohlekraftwerk Dürnrohr – Kesselgerüst in Betonbauweise

Im Tullnerfeld entsteht in Dürnrohr als Gemeinschaftsvorhaben der Verbundkraft Elektrizitätswerke GmbH (VKG) und der Niederösterreich. Elektrizitätswirtschaft AG (Newag) derzeit Österreichs grösstes Wärmekraftwerk. Die Gesamt-

leistung beider Kraftwerksblöcke von 765 MW entspricht der Leistung des nahe gelegenen, ungenutzten Kernkraftwerkes Zwentendorf. Im Umspannwerk Dürnrohr wird die erste Hochspannungsgleichstrom-Kurzkupplung in Mitteleuropa gebaut und Österreich mit 550 MW Übertragungsleistung zur Stromschaltstelle zwischen dem west- und osteuropäischen Verbundnetz. Die Hauptbauwerke auf dem 120 ha grossen Kraftwerksgelände haben 0,93 Mio. m³ umbauten Raum und ein Bauvolumen von 0,51 Mio. m³ Aushub, 0,13 Mio. m³ Beton, 8,1 Mio. kp Betonstahl, 120 Mp Spannstahl, 0,2 Mio. m² Schalung und 0,1 Mio. m² Gleitschalung. Im einzelnen gehören dazu (Bild 15) zwei getrennte Kesselhäuser mit Entsorgungsanlagen (erstmalig in Österreich Rauchgasentschwefelung), ein gemeinsames Maschinen- und Schalthaus, ein 210 m hoher Schornstein mit Stahlbetonschaft (22/12,20 m Ø, 40/20 cm, Gleitbauweise), die Kühlwasserversorgung (29 m³/s) von der Donau mit vier parallelen Leistungen (vorgefertigte Stahlbetondruckrohre 2800 mm NW, 25 cm, 4 m lang) und der Kohlelagerplatz für 1 Mio. Mp auf 75 000 m² Fläche. Als Brennstoff soll überwiegend Kohle aus Polen oder Erdgas verwendet werden. Der Brennstoffbedarf beträgt bei 4500 h/a für den VKG-Block 0,62 Mio. Mp/a und 140 Mp/h.

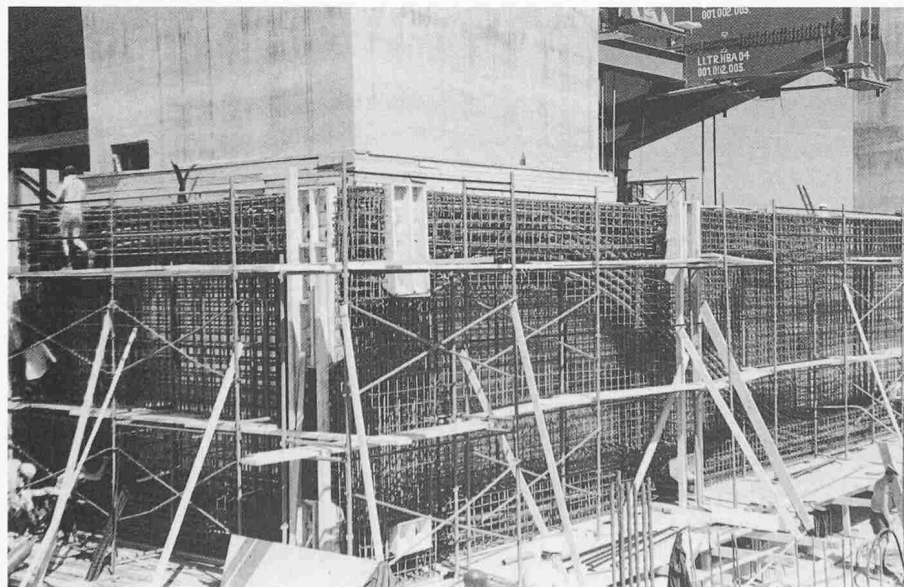
Kesselgerüste für hängende Dampfzeuger von Kraftwerken werden auch heute noch vorwiegend aus Stahl und als Bestandteil der Kessellieferung ausgeführt. Dabei werden aus Brandschutzgründen zwei Verkehrstürme aus Stahlbeton für Treppenhäuser und Aufzüge vorgeschrieben. Wegen der An-

schlusschwierigkeiten dieser beiden für sich freistehenden Stahlbetontürme mit dem Stahlkesselhaus und aus wirtschaftlichen Gründen wurden in Dürnrohr vier Stahlbetonpylone als Teil der Kesseltragkonstruktion errichtet und alle vier für Personen- und Lastaufzüge, zwei Treppen, Luftzufuhr, Rohrleitungen, Kabel, WC und Nassräume genutzt. Die Pylonen sind vom eigentlichen Kessel – einem 92 m hohen Bensonkessel mit Überhitzer und Zwischenüberhitzer (1135 Mp/h Frischdampfleistung, 540 °K, 284 bar), mit 3500 Mp Gewicht und mit Wasserfüllung rd. 4000 Mp schwer – abgerückt, wodurch der den Kessel umgebende Raum für den Einbau von Rohrleitungen freigehalten und Temperaturfragen wesentlich entschärft werden können. Im Gegensatz zu früheren Ausführungen mit Anordnung des Schornsteins auf dem Stahlbetonkesselhaus (Wien-Simmering 1969 und Korneuburg II 1972 in Österreich und Herrenhausen, Arzberg und Mehrum 3 in der BRD) wird in Dürnrohr ein Schornstein getrennt, gemeinsam für beide Kesselhäuser erbaut.

Die vier aussen 6,00×6,00 m grossen und 100 m hohen Pylone haben 30 bis 50 cm Wanddicke und 31,00 m gegenseitigen Abstand (Bild 16). Sie sind auf vier Einzelfundamenten (14,60×14,60×2,70 m und 16,10×16,10×2,70 m) auf einer 3,50 m mächtigen Schotterschicht flach gegründet (Mitte Januar 1982) und ebenso wie die Zwischenwände entsprechend der Nutzung des Pyloninnern in Gleitbauweise errichtet (8. März bis 8. April 1982). Unmittelbar nach Erhärten des Betons baute man die vorgefertigten Treppenläufe ein und schuf so eine sichere Aufstiegsmöglichkeit und ersparte aufwendige Rüstung für behelfsmässige Aufstiege.

Die vier Pylone, die im Bauzustand vertikale Kragträger darstellen, werden zum Verbessern ihres Tragverhaltens durch ein Kopftragwerk, das den Kessel trägt, am Kopfende biegesteif miteinander verbunden. Wegen der Schwierigkeiten bei Ausführung in Stahl (auftretende Toleranzen und Rahmenschluss bei ständiger Bewegung der Pylone) und weil eine Ortbetonlösung in 100 m Höhe aus zeitlichen und wirtschaftlichen Gründen ausschied, entschloss man sich für ein Kopftragwerk als 5 m hohes Grossfertigteile (Bild 17). Es wird auf Fundamentoberfläche aus Spannbeton (B 400) hergestellt und dann mit 16 VT Hohlzylinderpressen mit je 350 Mp Tragkraft an Hubgliedern von je 19 Litzen F 140 St 160/180 in seine Endlage in 100 m Höhe gehoben. Das Hubgewicht beträgt etwa 3800 Mp (1000 Mp Stahlteile). Während des Anhebens

Bild 17. Herstellen des 5 m hohen Kopftragwerkes als 2800 Mp schweres Grossfertigteile aus Spannbeton für das VKG-Kesselhaus



Schrifttum

- [1] *Wittfoth H.*: «Betrachtungen zur Theorie und Anwendung der Vorspannung im Massivbrückenbau». Beton- und Stahlbetonbau 76 (1981) Nr. 4, S. 78-86
- [2] *Fenz, M.*: «Grossbrücken in Massivbauweise - Wechselwirkung von Konstruktion und Baudurchführung». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 2, S. 48-53
- [3] *Roubin, E., Diel, W.*: «Konstruktions- und Wirtschaftlichkeitsmerkmale im Spannbeton-Grossbrückenbau». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 2, S. 54-59
- [4] *Roubin, E.*: «Errichten der Hangbrücke Puchreith - Erste österreichische Grossbrücke in Segmentbauweise». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 3, S. 69-70; Österr. Betontag
- [5] *Zoubek, H.*: «Freivorbau mit Rüstträger - Beschreibung des Verfahrens, der Vorrichtung und Baubericht». Zement und Beton 23 (1978) Nr. 1, S. 8-16
- [6] *Hönemann, J., Michel, K., Theil, H., Wagner, K.*: «Neue Grossbrückenbauten mit Vorschubrüstungen». Züblin-Rundschau Nr. 12, März 1981, S. 4-7
- [7] *Herbeck, H., Reismann, W.*: «Die Baudurchführung grosser Talsperren und Staustufen». Österreichische Wasserwirtschaft 29 (1977) Nr. 9/10, S. 243-264
- [8] Verstärkte Nutzung des Wasserkraftpotentials der Welt. Glückauf 118 (1982) Nr. 11, S. 566
- [9] *Baustädter, K.*: «Die Kraftwerksgruppe Malta». Zement und Beton 21 (1976) Nr. 3, S. 148; Österr. Betontag
- [10] *Baustädter, K.*: «Überblick über Planung und Bau der Kraftwerksgruppe Malta der österreichischen Draukraftwerke». Zement und Beton 21 (1976) Nr. 5, S. 230-238
- [11] Kraftwerksgruppe Malta. Energiewirtschaft EW 47-48. Verlag W. Herget, Wien, 1976, 164 S.
- [12] *Pircher, W.*: «Die Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 3, S. 82 und 114-115; Österr. Betontag
- [13] *Pöchlhacker, H.*: «Auslandsbautätigkeit im Iran - Bauvorhaben Minab». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 3, S. 77 und 97-104
- [14] Creter-Crane, Model 150x18 und 130x24; Rotec Industries, Elmhurst, Illinois/USA; Grove
- [15] *Wisser, E.*: «Der Bau des Kavernenkrafthauses Langenegg». Bauingenieur 57 (1982) Nr. 5, S. 185-192
- [16] *Feischl, M., Cichocki, B.*: «Der Bau des Dampfkraftwerkes Voitsberg 3». Mayrder 26 (1981) Nr. 12, S. 3-9
- [17] *Cichocki, B.*: «Der Stahlbetonkühlturm für das Kraftwerk Voitsberg 3». Schweizer Ingenieur und Architekt 99 (1981) Nr. 47, S. 1087-1092
- [18] *Klengel, R.*: «Das Dampfkraftwerk Voitsberg III - Die Errichtung der baulichen Anlagen für 330-MW-Leistung». Zement und Beton 26 (1981) Nr. 4, S. 162-169
- [19] *Sommer, H., Sinnhuber, N.*: «Strassenbeton mit besonders hoher Frühfestigkeit». Zement und Beton 27 (1982) Nr. 1, S. 8-10
- [20] *Sommer, H.*: «Strassenbeton besonders hoher Frühfestigkeit». Untersuchungsbericht B 504, Forschungsinstitut des VÖZ, Februar 1982
- [21] *Dutron, P.*: «Le béton de demain sera-t-il durable?». Rapport Nr. 6, Kongress Ermco, Brüssel, September 1980
- [22] *Tambour, A.*: «Trends zu bestimmten Festigkeitsklassen bei Transportbeton». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 1, S. 15-16
- [23] ÖNORM B 4200, Teil 10: Beton; Herstellung und Überwachung. Gründruck 1982. Österr. Normungsinstitut, Wien
- [24] *Sommer, H.*: «Anforderungen an Zuschläge nach ÖNORM B 3304/1981 - Zuschläge aus natürlichem Gestein». Zement und Beton 26 (1981) Nr. 1, S. 11-14
- [25] *Nischer, P.*: «Eignung natürlicher Korngemische für die Betonherstellung». Zement und Beton 25 (1980) Nr. 1, S. 6-10
- [26] Betonherstellung auf der Kleinbaustelle. Merkblatt 18; Bauberatungsstelle des VÖZ und des Österr. Betonvereins, Wien, 1980
- [27] *Krulis, M.*: «Betonherstellung auf der Kleinbaustelle». Beton-Ratgeber Nr. 1, VÖZ, Wien, 1980
- [28] *Bomhard, H.*: «Beton für Behältersysteme zur Speicherung flüssiger Gase - Wirklichkeiten, Möglichkeiten und Grenzen». Vortrag am 15. Mai 1981 in Hamburg, Deutscher Betontag, S. 407-422
- [29] *Hampe, E.*: «Flüssigkeitsbehälter». Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1980 (Teil 1, Grundlagen, 290 S.) und 1982 (Teil 2, Bauwerke, 400 S.)
- [30] *Maillart, R.*: «Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaus». Schweizerische Bauzeitung. Bd. 111, Nr. 1, S. 1-5

sind Unterbrechungen für die Montage der Kesselträger, Dachkonstruktion, Fassadenunterkonstruktion usw. vorgesehen. Ende 1982 ist das erste Kessel-

haus fertiggestellt, und man rechnet mit Inbetriebnahme des VKG-Kraftwerksblocks im Oktober 1985 und das der Newag ein Jahr später.

Bildnachweis: 3 u. 4 Züblin, 6 Reismann und 7 Foto-Gerlach, Wien.

Adresse des Verfassers: G. Brux, dipl. Ing., Schreyerstr. 13, D-6000 Frankfurt a. Main 70.

Wettbewerbe

Provalbau AG, Wohnüberbauung «Wartbühlchen» in Staad SG

In diesem öffentlichen Projektwettbewerb wurden 12 Entwürfe beurteilt. Ergebnis:

1. Preis (11 000 Fr. mit Antrag zur Weiterbearbeitung): Beat Affolter und Piet Kempter, St. Gallen/Trogen

2. Preis (10 000 Fr.): Peter und Joerg Quarella, St. Gallen, mit Barbara Petri und Fredy Stiefel

3. Preis (6000 Fr.) Ralph Simmler, Goldach; Mitarbeiter: Christof Simmler

4. Preis (4000 Fr.): Alex Buob, Rorschacherberg

5. Preis (3000 Fr.): Ueli Schnetzer, Rorschach/Düsseldorf; Mitarbeiter: Diego Gähler, Werner Binotto

6. Preis (2000 Fr.): Rausch Ladner Clerici AG, Rheineck; Mitarbeiter: Bruno Zünd

Fachpreisrichter waren Josef Leo Benz, Wil, Kurt Huber, Frauenfeld, Walter Peyer, Kreisplaner, St. Gallen, René Antoniol, Frauenfeld, Ersatz.

Nouvelles gares de Saignelégier et Le Noirmont

18 projets sont parvenus dans les délais. Le jury a décidé d'écarter un projet du jugement, car seule la gare du Noirmont a été traitée. Un autre projet a dû être écarté de la répartition des prix. Résultats:

1er prix (8000 Fr.): André Brahier, Delémont

2e prix (7000 Fr.): Portmann & Boéchat, Delémont

3e prix (5500 Fr.): Chavanne & Hirschi, Delémont et Moutier

4e prix (2500 Fr.): Architrave, Delémont

5e prix (2000 Fr.): J. Surchat & P. Chèvre S.A.

Architectes dans le jury: Dominique Nusbaumer, Delémont, Robert Monnier, Neuchâtel, Ernest Bühler, chef du Service des bâtiments BLS, Berne, André Bron, Bassecourt, expert, F.-A. Groslimond, Courtételle, expert. Le jury propose le bureau de André Brahier, Delémont, pour l'exécution de la gare de Saignelégier, le bureau de Port-

Bauwirtschaft

Bauwirtschaft wirbt um Verständnis in der Öffentlichkeit

(izb). Eine konjunkturell positive Wende ist in der zürcherischen Bauwirtschaft noch nicht in Sicht. Zwar kann die Beschäftigung bis Ende 1983 als gesichert gelten, doch werden der abnehmende Auftragsbestand und das sehr gedrückte Preisniveau nächstes Jahr eine Anpassung des Angebotes erzwingen. Unter diesen Umständen tritt die Bauwirtschaftskonferenz des Kantons Zürich (BKZH) für eine Verminderung der unzähligen Hindernisse ein, die dem Bauen in den Planungs- und Bewilligungsverfahren sowie vielfach auch auf politischer Ebene entgegenwirken. Sie bedauert ferner die Vergewaltigung einiger Behörden, die oftmals einem eigentlichen Steuerexport in andere Kantone gleichkommt. Nach Bruno Polla (Ebmatigen), dem Präsidenten der BKZH, braucht die Bauwirtschaft weder staatliche Hilfe noch Schadenfreude, sondern Verständnis.

mann et Boéchat pour l'exécution de la gare du Noirmont.