

Hydraulisches Deckenhebeverfahren für Skelettbauten

Autor(en): **Sommer, Peter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85 (1967)**

Heft 6

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-69371>

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.

chung erwarten lässt. Diese Frage wird zur Zeit speziell in Australien untersucht, wo unter der Stadt Sydney ausgedehnte Lagen von porösem Sandstein mit Kieselsäure als Bindemittel zu durchfahren wären.

Nach dieser ersten Betrachtung der Verhältnisse im Fels sei zu den bei dem Fräsen auftretenden Vorgängen und Kräften an der Maschine übergegangen. Ihre Angriffsseite (Bild 1) ist mit vier rotierenden Frärscheiben versehen, deren Achsen ihrerseits in festen Abständen um die Stollenaxe kreisen. Alle vier Frärsachsen stehen in festen Winkeln leicht schief zur Stollenaxe. Die beiden äusseren Frärscheiben, jede mit sechs Messern bestückt, folgen einer äusseren Kreisbahn, die beiden Innen-Fräser mit je 16 Messern einer anderen. Als Messer sind auswechselbare Hartmetallklötze von $4 \times 4 \times 3$ cm eingesetzt, deren Kanten leicht gerundet sind. Jedes dieser Messer schneidet in jedem Durchgang einen sichelförmigen (Innenfräser), bzw. kommaförmigen Abschnitt wie eine Nute aus dem Felsen. Diese Abschnitte oder Streifen aneinandergereiht ergeben ein schraubenförmiges Abschälen der Stollenbrust (Bild 2), wobei sich die Steigung dieser zweigängigen Schraube aus der Messerbreite plus einem Zwischenraum von $0 \div 8$ cm zusammensetzt. Der gesamte Vorschub pro einmaliger voller Umdrehung des Fräswerkes kann daher 2×4 cm Fräsbreite plus $2 \times \max. 8$ cm Brechbreite, also bis 24 cm erreichen. Die Zwischenräume, wo das Gestein dank seiner geringen Zugfestigkeit nicht geschnitten sondern mitgebrochen wird, wären bei Felsen von metallartigem Charakter nicht denkbar. In der Stollenaxe selbst bleibt ein Gesteinszapfen stehen, der die doppelte Schraubenspur der Innenfräser trägt und von Zeit zu Zeit abbricht. Von den Aussenfräsern sind jeweils im Komma ein Viertel, von den Innenfräsern die Hälfte der Messer im Angriff, also im ganzen 18 Messer.

Welcher Art ist nun die von ihnen auf den Felsen ausgeübte Beanspruchung? Sie ist jedenfalls eine doppelte und besteht aus dem Vorschub parallel zur Stollenaxe und aus der Rotation des Fräswerkes und der Fräser-Scheiben. Die bisherigen Versuche im Malmkalk ergaben einen wirtschaftlichsten Anpressdruck in der Grössenordnung von 40 t, oder 2,2 t pro arbeitendes Messer, oder um die 1000 kg/cm^2 Flächenpressung zwischen Messer und Fels. Dieser Druck erscheint bescheiden; er bewirkt aber im Kalk wie im Sandstein einen erstaunlich regelmässigen Vortrieb. Jede Messerkante zeichnet auf der Stollenbrust eine geringe Spur lokaler Kornzertrümmerung, die das Schnittbild und übrigens auch die Spur eines defekten Messers getreulich nachzeichnet (Bild 3).

Wesentlich anders sind die Verhältnisse bei der eigentlichen Fräsarbeit in der quer zur Stollenaxe liegenden Ebene. Die verfügbare Umfangskraft jeder Frärscheibe beträgt bei den heutigen Modellen rund 27 t, die sich theoretisch proportional je nach ihrer Arbeitstiefe auf die vier bzw. fünf eingreifenden Messer verteilt. Unter der hypothetischen Voraussetzung eines vollständig gleichmässig schneidbaren Gesteins ergäbe sich eine spezifische Flächenpressung zwischen Messer und Fels von $1,5 \text{ t/cm}^2$. Diese hat sich bisher als durchaus hinreichend erwiesen, um die Messer sozusagen ruckfrei eindringen und das Gestein abtragen zu lassen (Bild 3). Dabei zeigt die Beobachtung des Schneidvorganges, dass es sich – erwartungsgemäss – kaum um ein Schneiden, sondern um ein fortlaufendes Abdrücken oder Absplittern handelt. Es ist klar, dass die vorherrschenden Spaltrichtungen des Felsens eine gewisse Rolle spielen können, obwohl jeder Fräser in seinem Durchgang den optimalen wie den ungünstigsten Schnittwinkel zu durchlaufen hat.

Nach diesem Überblick über die von der Fräsmaschine auf den Felsen ausgeübten Kräfte kehren wir zum Ausgangspunkt der Betrachtung zurück, der Beurteilung der Felsgesteine im Hinblick auf

den Einsatz dieses Gerätes. An erster Stelle wurde die Härte der Einzelkörner und Kristalle genannt, wobei der Quarz als mengenmässig überragendes Hartmineral im Vordergrund steht. In der bekannten empirischen Härteskala steht er an siebter Stelle. Härter sind nur noch die seltenen Minerale Topas, Korund und Diamant. Leider liess sich kein direkter Vergleich zwischen den Härten der modernen Werkstoffe (Rockwell) und den genannten Mineralienhärten finden. Es darf aber als erwiesen gelten, dass die an der Fräse verwendeten Hartmetalle in die Klasse 8–9 gehören. So wurden auch die in der Nagelfluh (Molasse) steckenden Quarzknollen glatt abgetragen und nicht etwa aus dem Gefüge gebrochen. Mit andern Worten: die Härte der Fräser-Werkstoffe würde genügen, um sozusagen jedes Hartgestein zu bearbeiten. Jedoch steigt mit der Annäherung der Mineralhärte an die Werkzeughärte der Verschleiss gewaltig an, der die Grenze des wirtschaftlichen Einsatzes bestimmen wird. Auf der Maschinenseite stehen indessen eine Reihe Anpassungsmöglichkeiten zur Verfügung, nämlich:

- die Variation des Anpressdruckes,
- die Anpassung der Drehgeschwindigkeit des Fräswerkes (Fräsvorschub)
- die Anpassung der Schnittgeschwindigkeit der Fräser,
- und schliesslich die Verstärkung der Kühlung an den Messern.

Die Kühlung ist ein kleineres Problem, solange Wasser in beliebiger Menge verwendet werden darf. Die Berieselung der Fräser bindet zugleich den Staub, erleichtert die Materialabfuhr und verhilft im trockenen Gestein zu einem guten Arbeitsklima. Im übrigen erscheint es selbstverständlich, dass zum Abtragen eines Kubikmeters Granit mit 2200 kg/cm^2 Druckfestigkeit und 40 % Quarzgehalt bedeutend mehr Arbeit aufzuwenden ist als für einen Kalkstein mit 10 % Quarz und 1000 kg/cm^2 Druckfestigkeit. Daher muss die Vortriebsleistung der Maschine bei gleichem Energieverbrauch entsprechend zurückgehen.

Im Gegensatz zu den auf dem Rollmeisselprinzip beruhenden Maschinen fallen (im Malmkalk) nur rund 50 % des Ausbruchmaterials als Sand der Körnung 0–8 mm an, die andern 50 % verteilen sich auf die Körnungen 10–300 mm (Bild 4). Zunehmende Klüftung oder Schieferung verschiebt die Verteilung der Körnung sofort zu Gunsten der groben Komponenten und vermindert damit den Fräsaufwand.

Abschliessend sei festgehalten, dass der Verlauf der Versuche zu grossen Hoffnungen berechtigt. Die Messerkosten sind in mittelhartem Gesteinen schon deutlich unter die Sprengstoffkosten, bezogen auf den Kubikmeter Fels, gesunken. Es ist zu erwarten, dass mit zunehmender Erfahrung und in günstig gelagerten Fällen auch die Grenze der Festigkeiten über 2000 kg/cm^2 überschritten wird. Die überwiegende Menge der in unserem Land angetroffenen Felsgesteine, abgesehen von den kristallinen Zentralmassiven, bleibt aber unter der heute erreichten Grenze und eröffnen der Stollen-Fräsmaschine ein weites Arbeitsfeld. Besonderes Interesse verdient die in der Entwicklung stehende Klein-Fräse, die zum Ausbruch von Rechteckstollen für Kanalisationen mit ungefähr 1,20–1,30 m Breite und bis 2,25 m Höhe bestimmt ist. Der saubere Schnitt einer glatten konkaven Felssohle im Radius von 1,5 m, der gewölbte Scheitel und die geringe Störung des umliegenden Felsgefüges beschränken die Ausbaurbeiten auf ein Minimum. Es wird damit möglich sein, auch in mittleren bis schlechten Felsqualitäten knapp unter Verkehrswegen und Häusern durchzufahren.

Adresse des Verfassers: A. Schönholzer, dipl. Ing. ETH/SIA, Hofstettenstrasse 2, 3600 Thun.

Hydraulisches Deckenhebeverfahren für Skelettbauten

DK 624.016:621.86

Von Peter Sommer, dipl. Ing. ETH/SIA, Tübach

In Rorschach wurde kürzlich der Neubau des Schweizerischen Bankvereins im Rohbau fertiggestellt. Der obere Teil (3. bis 7. Obergeschoss), welcher als Bürotrakt in Skelettbauweise konzipiert ist (Stützen, Decken und Treppenhaus als einzige tragende Elemente), wurde mit Hilfe eines hydraulischen Hebeverfahrens erstellt. Diese erste Anwendung des für mehrgeschossige Bauten weiterentwickelten schweizerischen Hebeverfahrens System Wälli¹⁾ wird nachstehend kurz beschrieben.

¹⁾ Von E. Wälli, dipl. Ing. ETH, Arbon, beschrieben in der Technischen Beilage der «Neuen Zürcher Zeitung» vom 13. Februar 1963.

Bauvorgang

Der Unterbau bis einschliesslich der Decke über dem zweiten Obergeschoss wurde konventionell gebaut. Direkt auf diese Decke wurden dann sämtliche weiteren Decken inklusive Dachplatte aufeinander betoniert. Jede Decke diente der nächst oberen als Schalung, so dass schliesslich ein Paket von fünf Decken mit einer Gesamtstärke von 104 cm für die vertikale Hebung bereitlag. Das ganze Deckenpaket wog 620 t und wurde an 15 Hubstellen, nämlich an elf Gebäudestützen und an vier Punkten am Treppenhaus, hochgezogen (Bilder 1, 2, 3). Auf Stockwerkhöhe wurden jeweils die unterste Decke in ihrer Endlage befestigt, vom Dek-

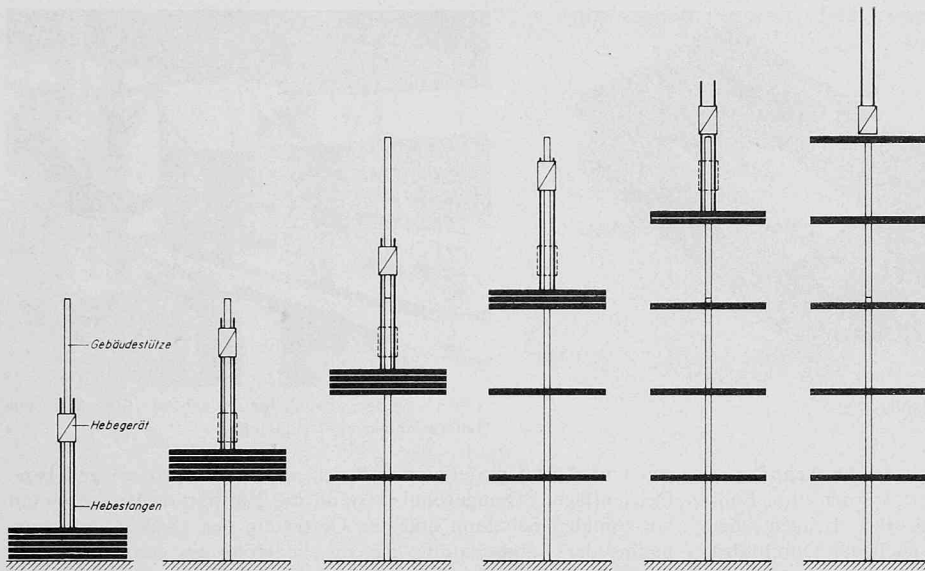


Bild 4. Schematische Darstellung des Hebevorganges

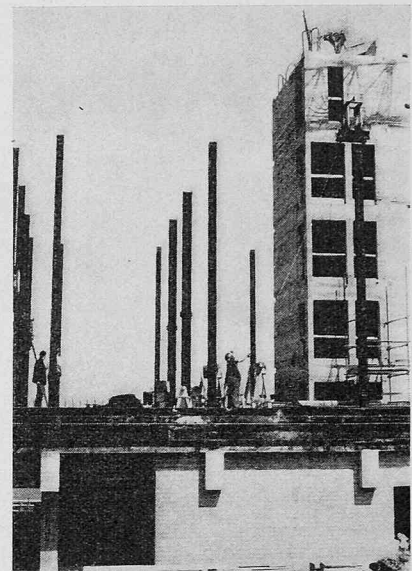


Bild 1. Treppenhaus, Gebäudestützen und die fünf Stockwerksdecken in Erstellungslage

kenpaket gelöst und die Hebegeräte für den nächsten Stockwerkshub höher gesetzt (Bild 4).

Die seitliche Stabilität der Konstruktion wurde im Montage- und im Endzustand durch das Treppenhaus gewährleistet. Dieses war vorgängig mit Hilfe einer Kletterschalung erstellt worden.

Die gesamte Hebearbeit konnte von fünf Mann in sieben Arbeitstagen durchgeführt werden.

Stützen, Decken und Verbindungen

Die *Gebäudestützen* in Stahl (DIE- und DIN-Profile) waren auf eine Höhe von 9 m, so hoch wie statisch zulässig, oben frei aufgestellt worden. Die restlichen 6 m wurden während des Hebevorganges aufgesetzt. Für die Dimensionierung der Stützen war der Endzustand massgebend.

Die konstante Plattenstärke der etwa 250 m² messenden, unterzuglosen *Decken* erlaubte, diese direkt aufeinander zu gießen. Zur Vermeidung der Haftung zwischen den einzelnen Decken wurde eine Trennflüssigkeit in zwei Lagen aufgesprüht (Bild 5). Eine solche getrocknete Trennschicht widersteht mechanischer Beanspruchung, die durch Begehen und Eisenlegen usw. entsteht. Sie verflüchtigt sich nach erfolgter Deckentrennung und hinterlässt eine raue, saubere, unverfärbte Oberfläche, die ohne weiteres gestrichen, verputzt oder auch belassen werden kann. Die Hebag AG führte mit verschiedenen Trennmitteln Vorversuche

durch. Beim Betonieren der Decken konnte eine Herstellungsfolge von einer Decke pro drei Arbeitstage erreicht werden, nämlich Verlegen der Armierung am ersten Tag, Betonieren am zweiten Tag, Aufbringung beider Trennstriche am dritten Tag, Verlegen der Armierung für die nächste Decke am vierten Tag usw. Das statische System der Decken war im Hebezustand praktisch das gleiche wie im Endzustand, so dass für die Dimensionierung der Endzustand massgebend war.

Stahlkragen, welche um jede Stütze herum in die Decken einbetoniert wurden, ermöglichten das Anfassen der Decken im Hebezustand, und sie leiten im Endzustand die Kräfte von den Decken in die Stützen. Sie formten die notwendigen Aussparungen für den Hebevorgang und gewährleisteten Spiel und Führung zwischen Stützen und Decken (Bild 6). Der Zwischenraum, der sich zwischen den Kragen und dem Steg der Stütze ergab, wurde zur Leitungsdurchführung benutzt.

Einbetonierte, aus den Decken auskragende Stahlteile ermöglichten das Anfassen und die horizontale Führung entlang des Treppenhauses.

Der Anschluss der Decken an die Hebegeräte erfolgte mit Gewindestangen. Jede Decke wurde dabei so angefasst, dass beim Anheben ein kleiner Zwischenraum zwischen den Decken entstand. Damit konnte die Uebertragung von Schubkräften zwi-

Bild 2. Der erste Stockwerkshub

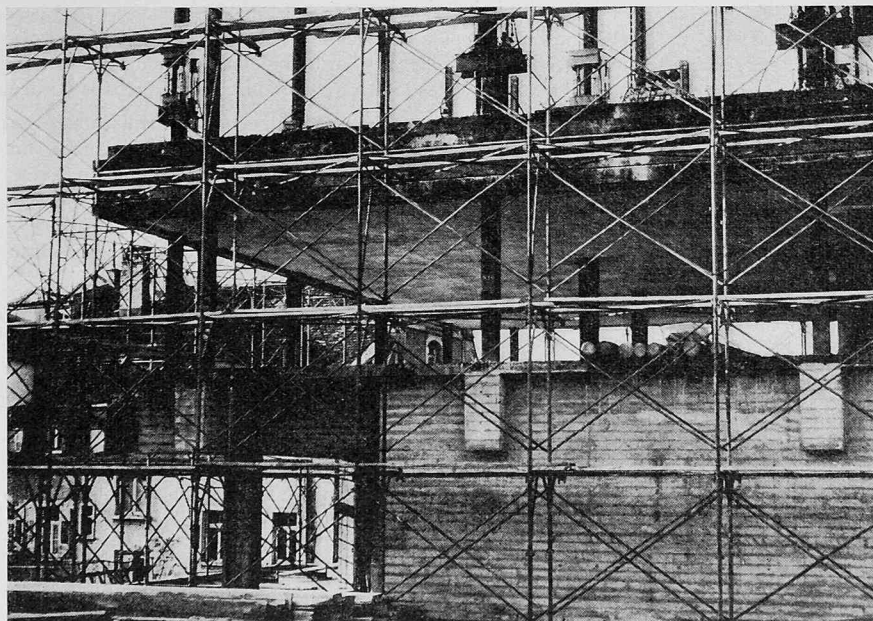


Bild 3. Hebevorgang beendet

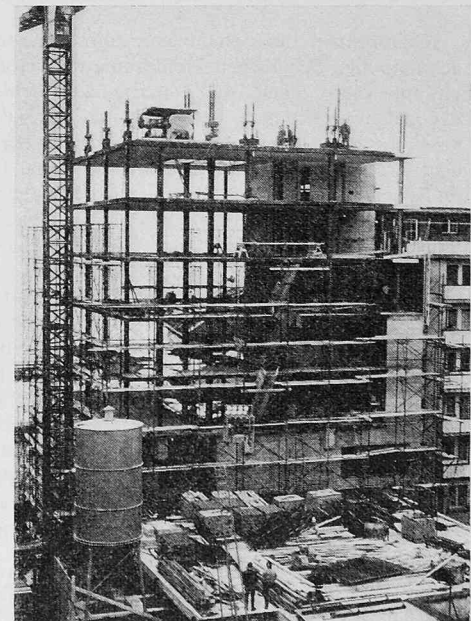




Bild 5. Aufsprühen des Deckentrennmittels

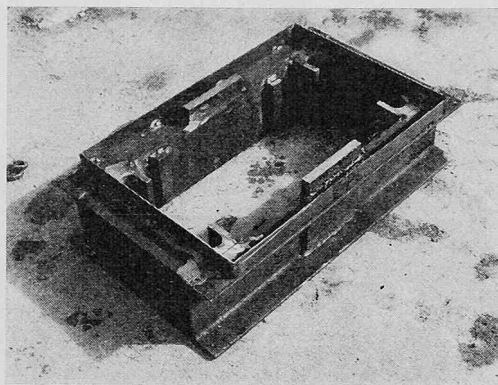


Bild 6. Stahlkragen

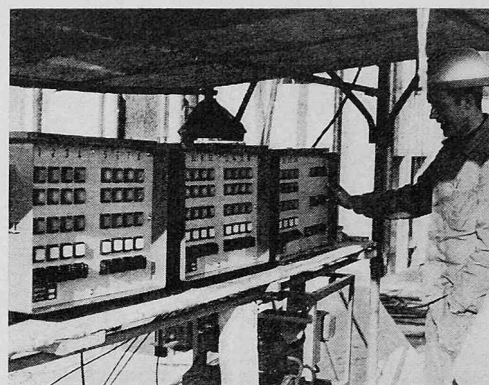


Bild 7. Bedienungspult für die zentrale Steuerung und Überwachung aller Hubstellen

schen den Decken verhindert und die Steifigkeit des Deckenpaketes auf die Steifigkeit der Einzelplatten reduziert werden. Im Endzustand wurden die Decken, beziehungsweise ihre Kragen über Stahlkeile auf Stahlplatten abgesetzt, welche nach der Durchfahrt der Decken auf die Flansche der Stützen aufgeschraubt worden waren. Die Keile wurden zur Übertragung von Horizontalkräften mit Kragen und Abstützplatten verschweisst.

Die ausgesparten Fugen zwischen den einzelnen Decken und dem Treppenhaus wurden nach dem Heben ausgegossen. Nuten im Treppenhaus bildeten das Auflager für die Decken.

Die Hebegeräte

Zum Einsatz gelangten Einheiten von 60 und 160 t Kapazität. Diese Einheiten sind an verschiedene Stützenquerschnitte anpassbar. Sie können nicht nur auf den Säulenkopf hinauf, sondern auch in jeder beliebigen Höhe entlang der Stütze montiert werden. Dies gestattet, die Geräte mit Rücksicht auf die Stabilität der Stützen so niedrig wie möglich über der jeweiligen Hebestappe anzuordnen. Die Geräte geben ihre Last zentrisch auf die Stützen ab.

Hydraulische Pressen in den Geräteeinheiten erzeugen die Hebekräfte. Die Steuerung der Pumpen und die Überwachung der Hubstellen erfolgen elektrisch von einem zentralen Bedienungspult aus (Bild 7). Ein automatisch arbeitendes Kontrollsystem überwacht insbesondere den Gleichlauf der Pressen aller Hubstellen und unterbricht den Hebevorgang bei Unregelmässigkeiten.

Kosten

Die Hebearbeiten wurden zu Fr. 10.— pro m² gehobene Deckenfläche ausgeführt. Liefern und Aufbringen des Deckentrennmittels kostete Fr. 2.—/m². Der Aufwand an Stahl für Kra-

gen und Abstützmaterial belief sich auf 3,2 kg pro m² gehobene Deckenfläche. Demgegenüber stand die Einsparung der gesamten horizontalen Schalung und der Gerüstung der Decken, mit Ausnahme der Randschalung, die auf die Höhe des ganzen Deckenpaketes in einem Stück erstellt werden konnte, sowie Einsparungen, die der Unternehmer durch rationellere Arbeitsweise erzielte. Die Bauzeit für den Rohbau konnte ferner um etwa drei Wochen reduziert und der Innenausbau infolge Wegfalls von Gerüstung und Schalung früher begonnen werden.

Die Kosten hielten sich bei diesem Objekt für die beschriebene und für die konventionelle Deckenherstellung die Waage. Begrüssenswert war unter diesen Umständen die Bereitschaft der Direktion des Schweizerischen Bankvereins, diese Baumethode anzuwenden und für den ersten Einsatz dieses kleinere Objekt zur Verfügung zu stellen.

Die Erfahrungen, die einerseits mit dem Trennmittel und andererseits mit dem Betrieb der Geräte gemacht werden konnten, waren sehr gut. Die Montageschnelligkeit erfüllte die Erwartungen.

Es darf wohl gesagt werden, dass mit diesem Verfahren ein Hilfsmittel besteht, das geeignet ist, den Bau gewisser mehr- oder auch eingeschossiger Konstruktionen zu rationalisieren. Seine Anwendung ist dort vorteilhaft, wo hohe Schalungskosten entstehen, beispielsweise bei hohen Geschosshöhen, oder wo eine kurze Bauzeit gefordert wird, ferner auf eingegengten Baustellen, wo Lagerplatz für Gerüst- und Schalungsmaterial fehlt.

Architekt für den Neubau ist *Ferd. A. Bereuter*, dipl. Arch. ETH/SIA, Rorschach.

Adresse des Verfassers: *Peter Sommer*, dipl. Ing. ETH/SIA, in Firma Hebag AG, 9327 Tübach.

Ein Schalungsverfahren mit Gummischläuchen

DK 624.057.58

Von **G. Brux**, Dipl.-Ing., Minden in Westfalen

Das Prinzip des Schalungsverfahrens besteht darin, dass mit pneumatischen Schläuchen Hohlräume im Beton hergestellt werden. Erwähnt seien zuerst die *Ductube-Gummischläuche* mit flexiblen Diagonalgewebeeinlagen. Beim Ablassen der Luft verringert sich der Durchmesser, gleichzeitig verlängert sich der Schlauch um etwa 10% und führt eine selbsttätige Drehung um seine Längsaxe aus. Diese drei Bewegungen bewirken, dass sich der Schlauch allseitig vom Beton löst, somit aus dem erstellten Betonkanal herausgezogen und sofort wieder verwendet werden kann. Diese Schalungsschläuche werden beispielsweise für den Bau von Bodenkanälen in Fabrik- und Industrieneubauten, für die Herstellung von mehradrigen Kabelkanälen, für Verteiler- und Trafostationen, in Brückenplatten wie zur Kühlung von Beton u.a. eingesetzt. Ductube-Schläuche gibt es nur in kleineren Durchmessern, und zwar von 20 bis 200 mm. Für Hohlräume mit grösserem Querschnitt (z.B. 200 bis 3000 mm Durchmesser) kann das *Eia-Schalungsverfahren* angewendet werden. Grössere Kanäle aus Ort beton sind schon seit mehreren Jahren unter Anwendung des Luftschlauchverfahrens gebaut worden, allerdings mit unterschiedlichem Erfolg. Das nachstehend beschriebene Schalungsverfahren und Schalungsmaterial¹⁾ wurde aufgrund mehrjähriger Erfahrungen in

¹⁾ Schalungsvermietung, Bauleitung oder Arbeitsausführung mit Ductube- und Eia-Schalungsverfahren durch die Generalvertretung bzw. den Schalungshersteller: Eia AG, 8006 Zürich.

Zusammenarbeit mit Bauunternehmungen entwickelt und erprobt. So sind allein in Genf über 50 km Sammelkanäle und unterirdische Leitungsgänge mit 1500 bis 2500 mm Innendurchmesser gebaut worden.

Während die kleinen Ductube-Schläuche in Deutschland seit langem verwendet werden, genügen die Schalungsschläuche mit grösseren Durchmessern zunächst den hierzulande gestellten Anforderungen nicht. Erst in jüngster Zeit konnte sich die schweizerische Weiterentwicklung (Eia-Schalungsverfahren) durchsetzen. Im folgenden sollen zwei Anwendungen im Kanalbau in Deutschland beschrieben werden.

Regenwasserkanal auf dem Flughafen Düsseldorf-Lohausen

Ende Februar 1966 wurde mit dem Bau einer rd. 1 km langen Leitung von 1500 mm Innendurchmesser zum Ableiten des Regenwassers von der Querwindbahn und einigen Flugzeughallen begonnen. Diese weist ein Gefälle von 1 : 2200 auf; die äusseren Abmessungen betragen 2,00/2,00 m (Bild 1) bei einer Überdeckung von nur 40 cm. Verwendet wird hier ein Transportbeton B 300²⁾ (Sieblinie D/E³⁾, 280 kg Zement/m³ FB, 2^{0/00} Plastiment D 600). Die Armierung besteht aus 90 kg Baustahlnetzen pro m³ Kanal. Der Bemessung liegt

²⁾ Qualitätsanforderung nach DIN 1045: Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen mind. 300 kg/cm².

³⁾ nach Norm DIN 1045.