

Spannbeton im Hochbau

Autor(en): **Bachmann, Hugo**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **96 (1978)**

Heft 14

PDF erstellt am: **20.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73660>

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.

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/cm² 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 Ausschallfristen möglich.

Es können drei verschiedene Arten der Spanngliederanordnung unterschieden werden (Bild 1):

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

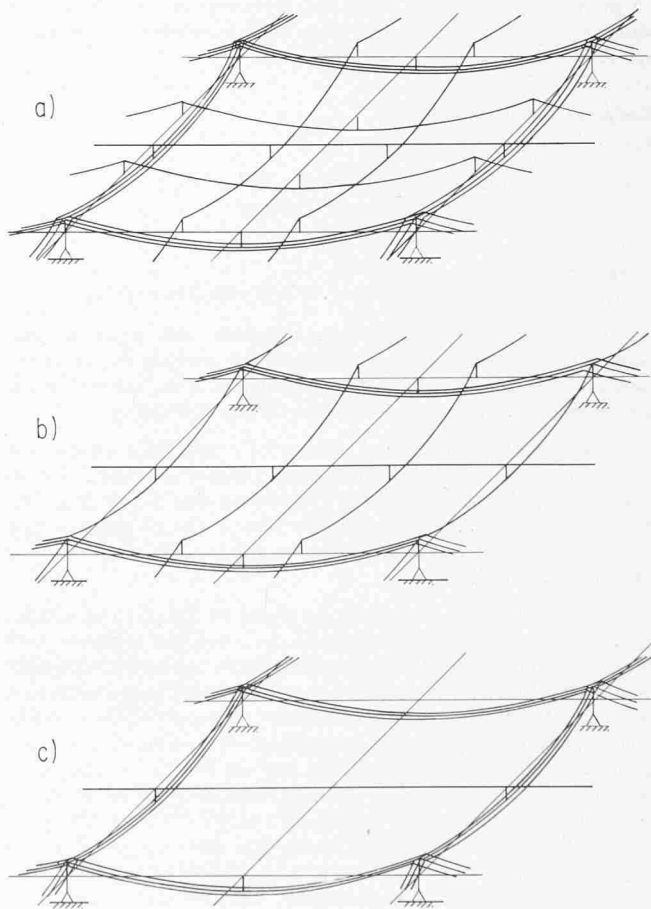


Bild 1. Verschiedene Möglichkeiten für die Anordnung der Spannglieder in Flachdecken
Different possibilities for the arrangement of prestressing steel in flat slabs

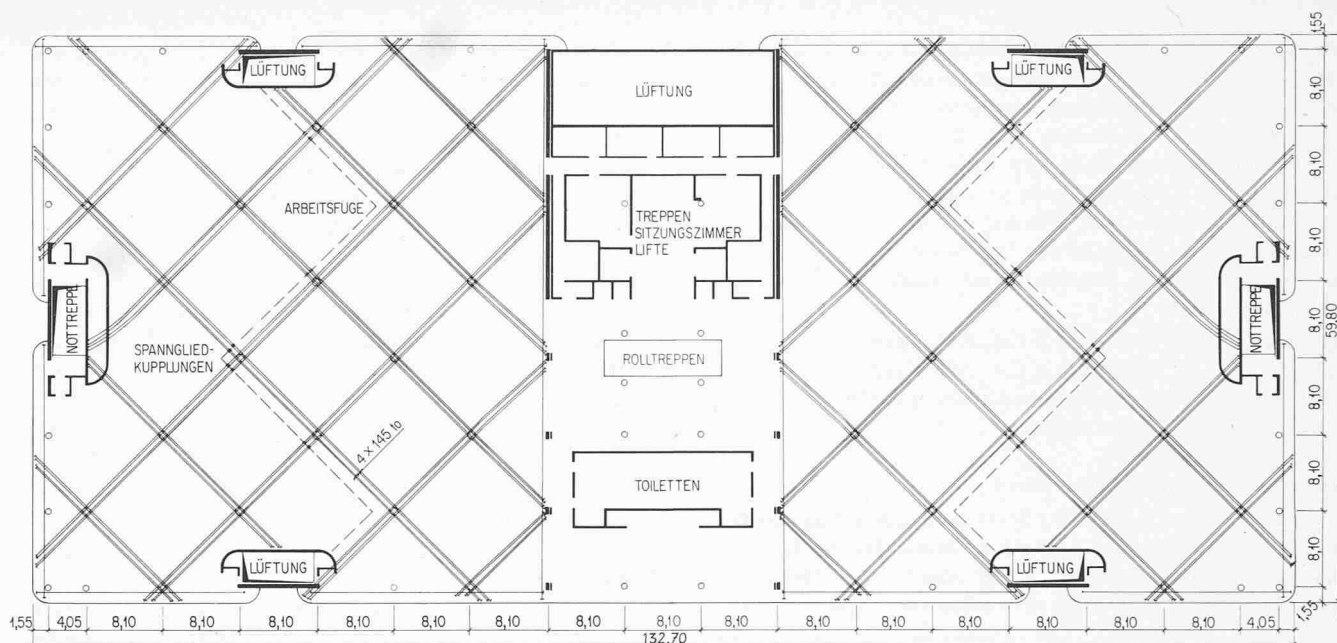


Bild 2. Grundriss eines Bürogeschosses im Verwaltungsgebäude der Hoffmann-La Roche & Co. AG, Basel. Flachdecke mit Gurtstreifenvorspannung

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 Spannglieder, in der anderen Richtung auf Gurtstreifen konzentrierte Spannglieder,
- c) In beiden Richtungen auf Gurtstreifen konzentrierte Spannglieder (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 Spanngliederanordnung die kleinste Durchstanbeanspruchung. 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 132×59 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 kg/m^2 und einer Nutzlast von 500 kg/m^2 wurden nur noch halb so viele Stützen angeordnet, woraus sich die diagonale Spanngliederführung mit einer Spannweite von $11,45 \text{ m}$ ergab. Die Deckenstärke beträgt 38 cm . Die je Gurtstreifen angeordneten vier Spannglieder 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 m^2 Decke betoniert. Bei der Arbeitsfuge waren die

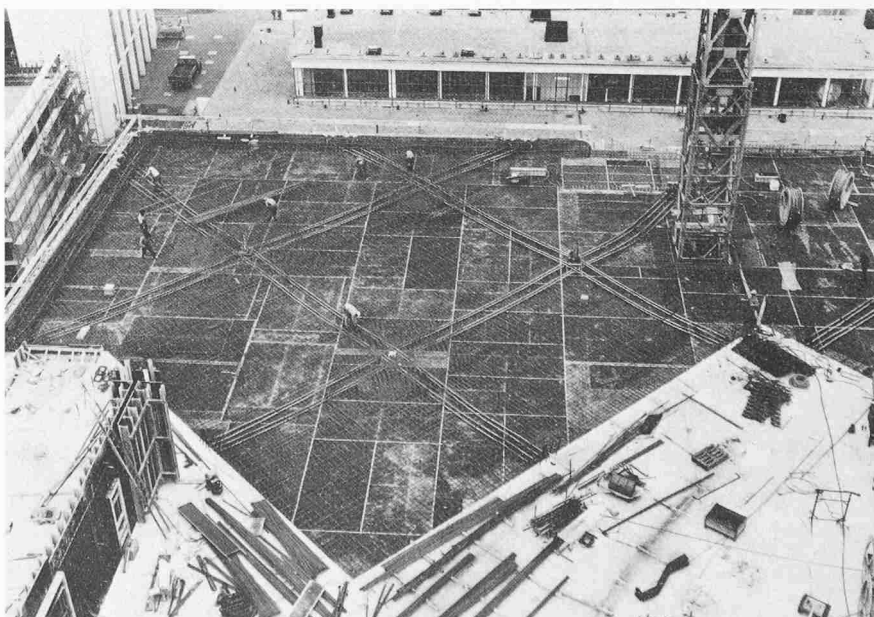


Bild 3. Flachdecke des Verwaltungsgebäudes im Bauzustand
Flat slab of the administration building during construction

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 Spannstahlaufwand betrug $6,5 \text{ kg/m}^2$ Decke und der Aufwand an schlaffem Stahl 30 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 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 Spannstahlaufwand 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

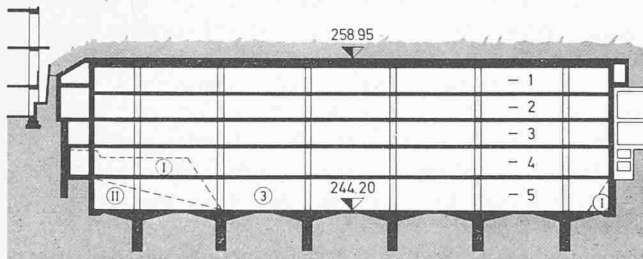
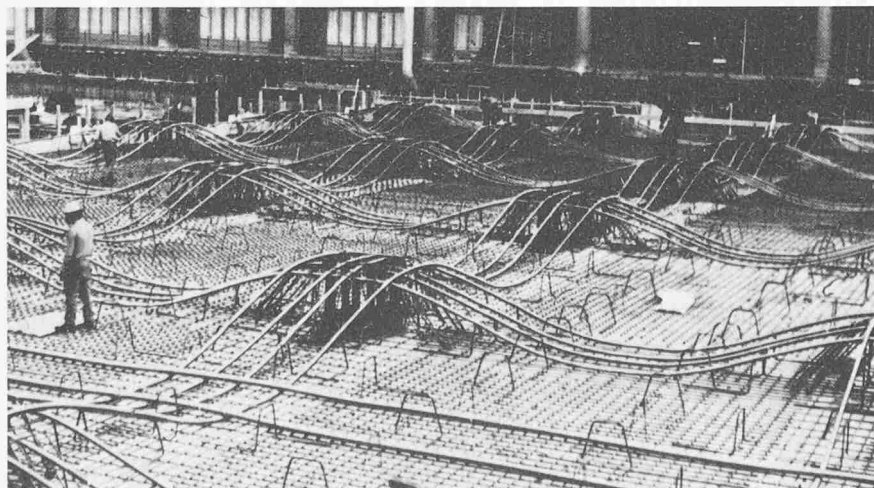


Bild 5. Gurtstreifenvorspannung der obersten Decke der Tiefgarage, die für eine Belastung von 35 t/m^2 bemessen ist
Column strip prestressing for the top slab of the underground garage, designed for a loading of 35 t/m^2



der Aufwand an schlaffem Stahl 70 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 kg/m^2 und eine Nutzlast von 300 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 m^2 Decke betrug 4,5 kg Spannstahl und 15,6 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

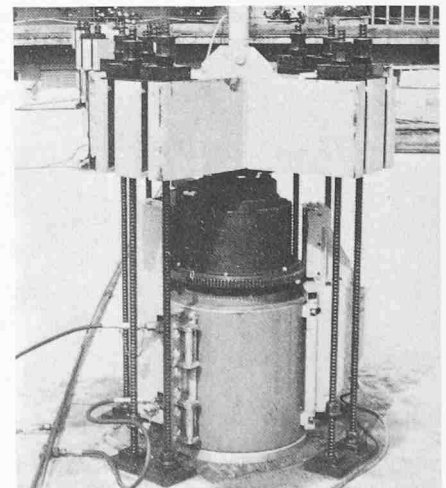
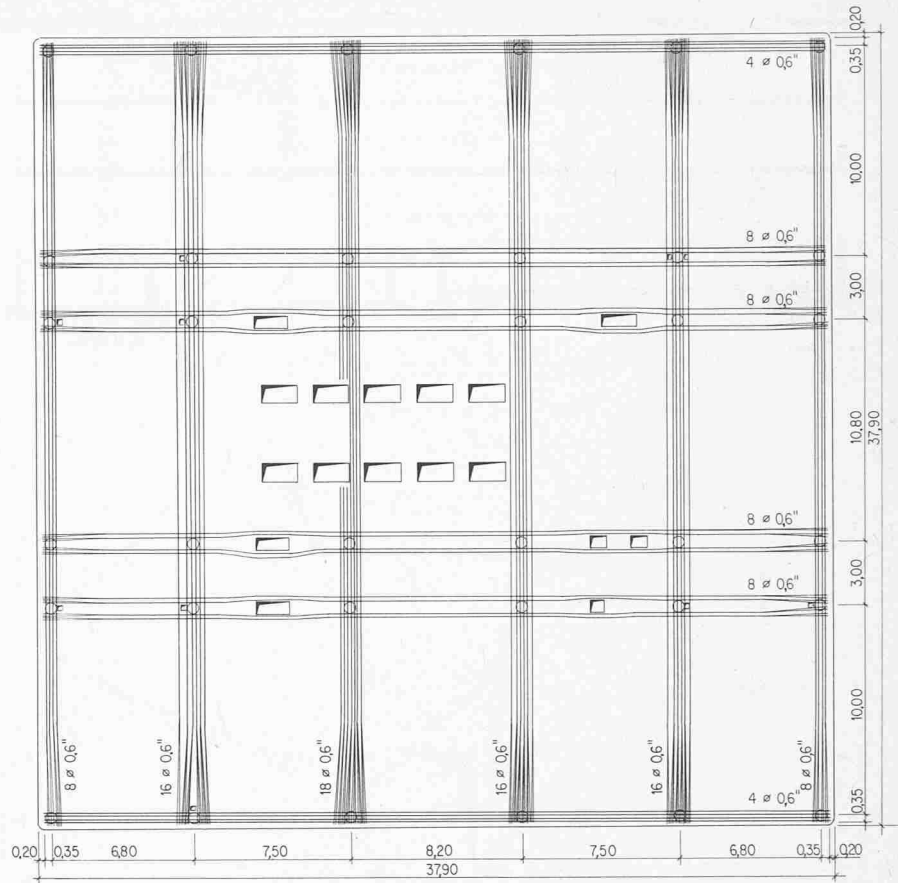


Bild 7. Mit Kleinspanngliedern ohne Verbund vorgespannte Flachdecke im Bildungszentrum Zofingen
Flat slab in the Educational Centre Zofingen prestressed with small prestressing steel members without bond



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 m² 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

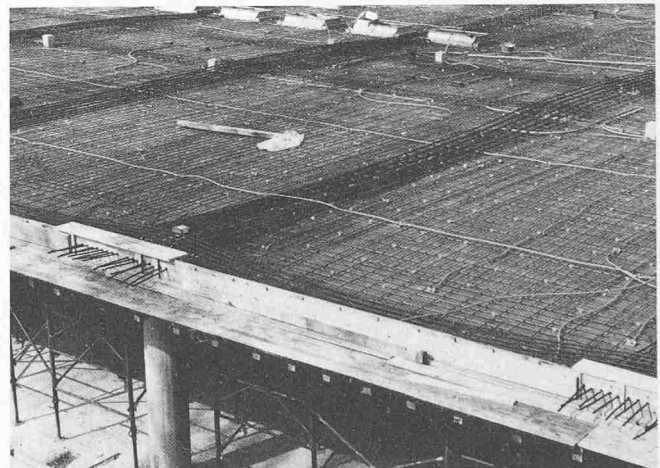


Bild 9. Schulhaus mit Schwimmhalle in Aadorf
School building with indoor swimming pool in Aadorf



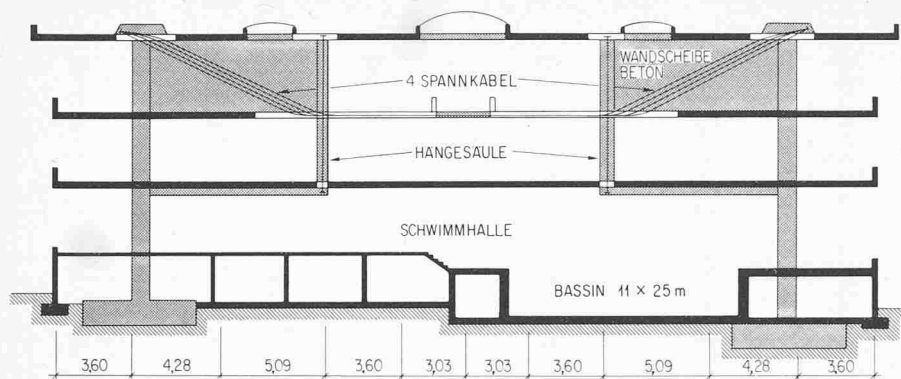
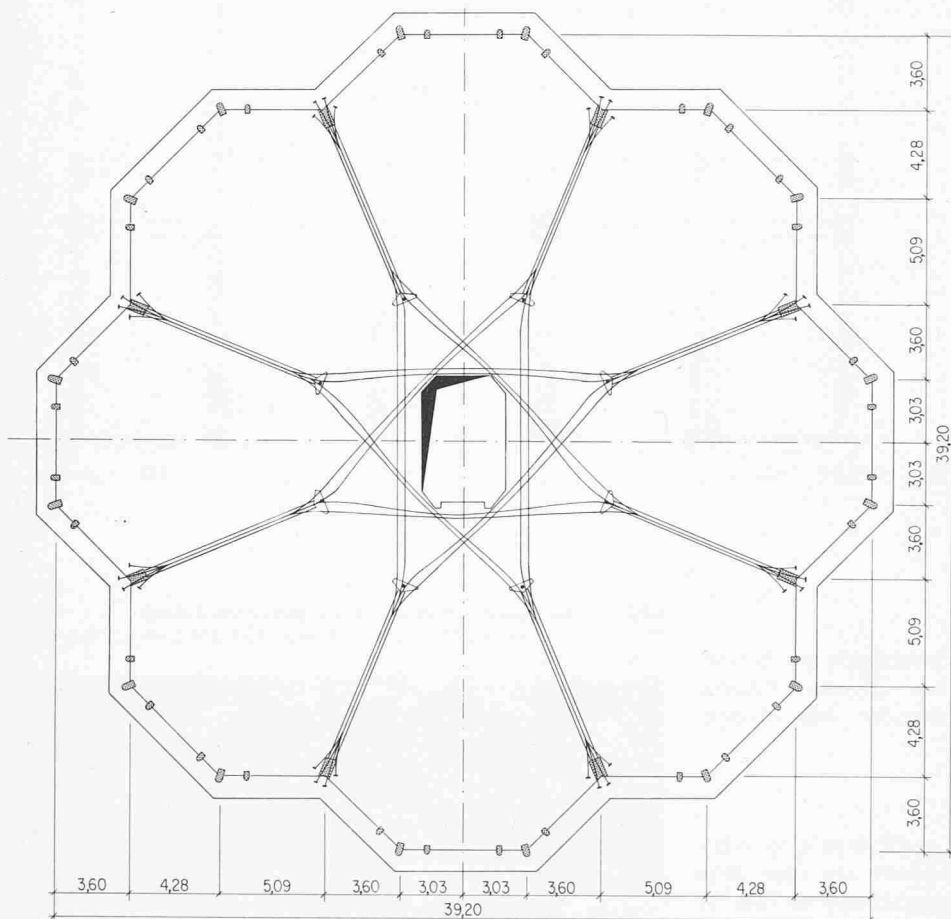


Bild 10. Schnitt und Grundriss mit Spanngliedern des Schulhauses mit Schwimmbad in Aadorf
Section with prestressing steel for the school building with indoor swimming pool



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 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 kg/m^2 .

Ingenieur: Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich

Architekt: Architektengemeinschaft VZG
W. Stücheli, Th. Huggenberger, 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 kg/m^2 . Als Hauptarmierung wurden injizierte 0,5"-Einzellitzen-Spannglieder im Abstand von 30 cm zwischen zwei Spezialnetzen mit einem Gewicht von je $6,3 \text{ kg/m}^2$ angeordnet.

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

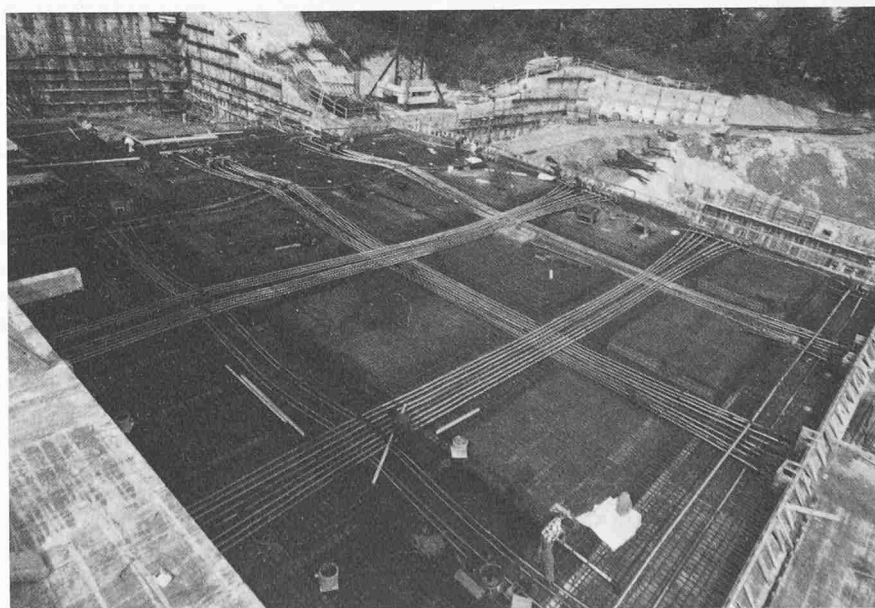
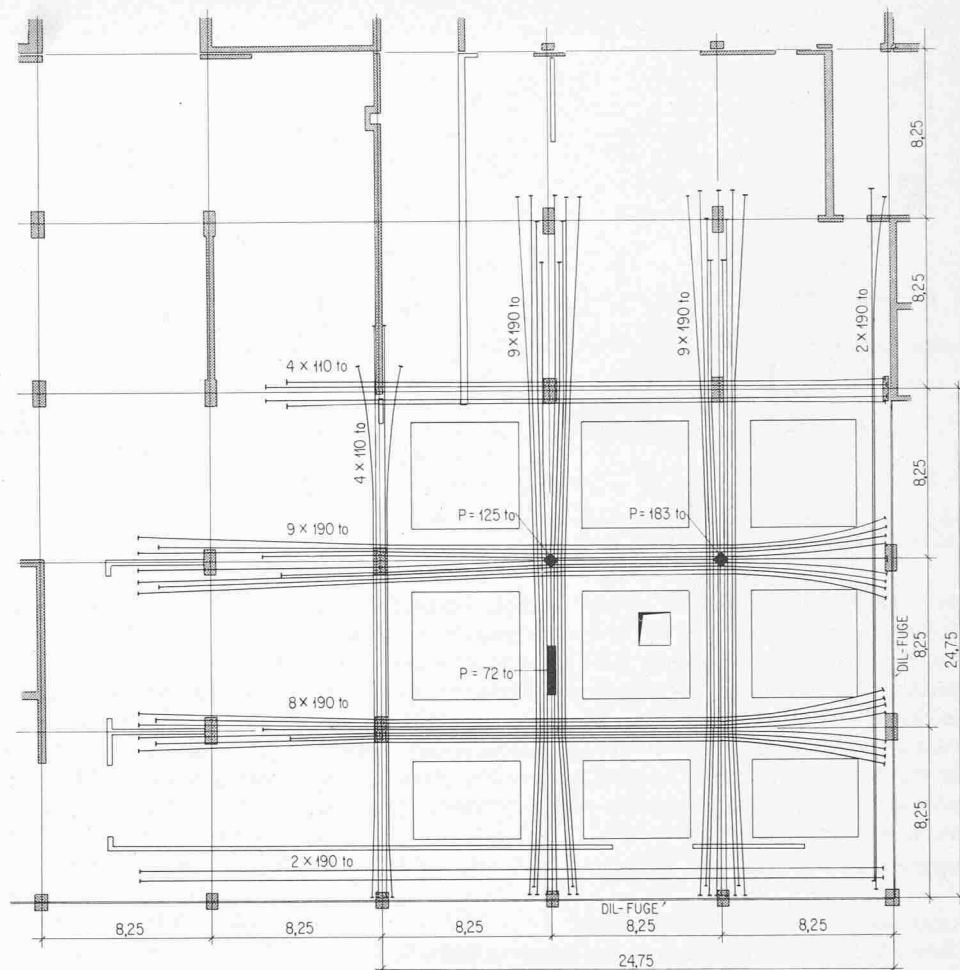


Bild 12. Fertig verlegte Armierung der Kassettendecke
Laid reinforcement for the waffle slab

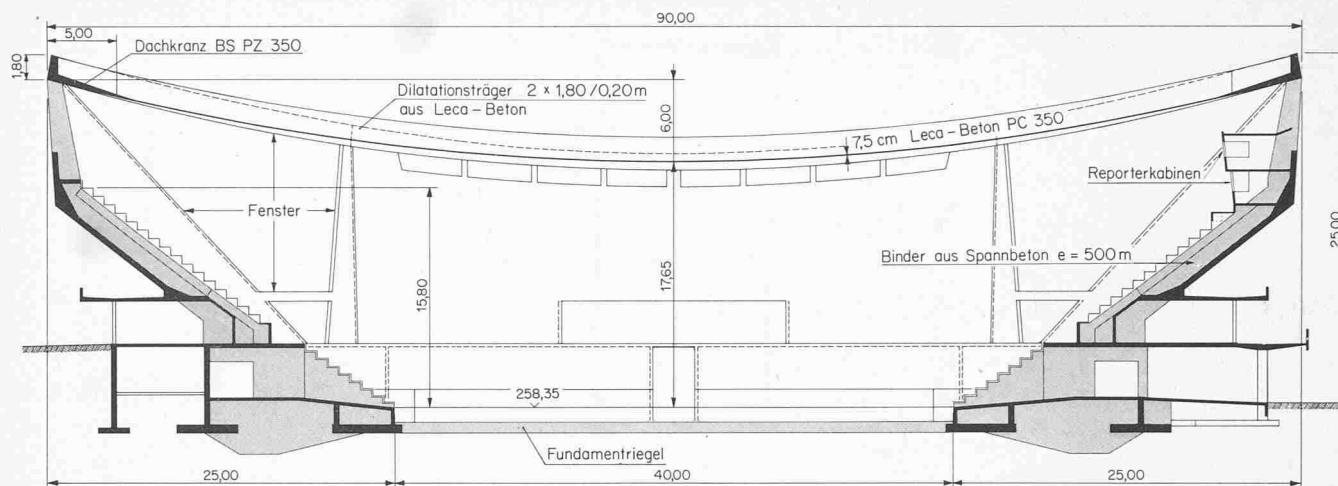


Bild 13. Querschnitt durch die Sporthalle St. Jakob in Basel
Section of the St. Jakob Sport Hall, Basel

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 Querkkräfte 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 $V_{\text{tot}} = 2070$ 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 *Wickelfverfahren* 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 Innendrucks 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 Wickelfverfahren 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-

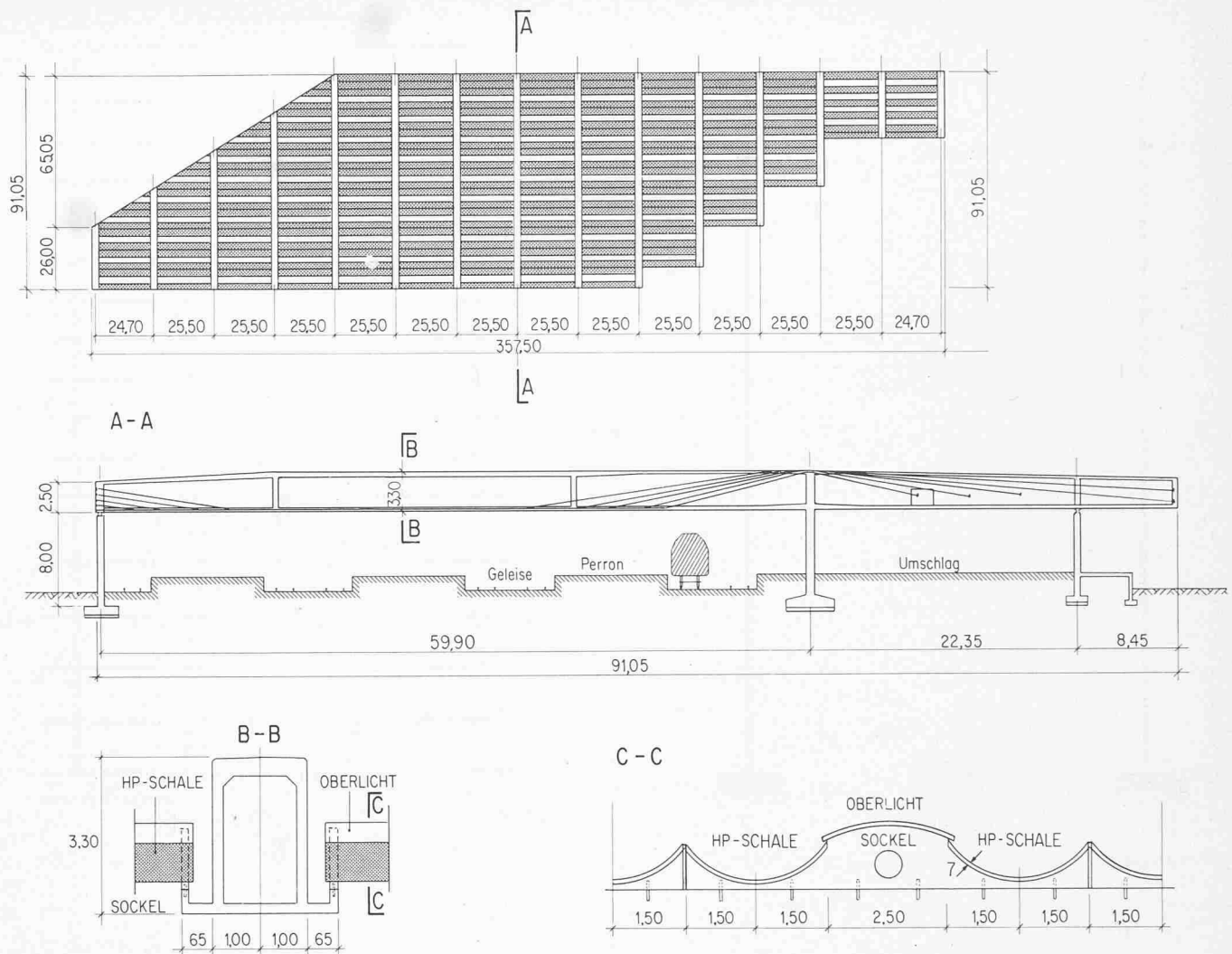


Bild 15. Schnellgut-Halle der Schweizerischen Bundesbahnen in Zürich-Altstetten (Grundriss Schnitte und Kabelplan)
Rapid goods hall of the Swiss National Railway, Zürich-Altstetten (plan, sections and cable plan)

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

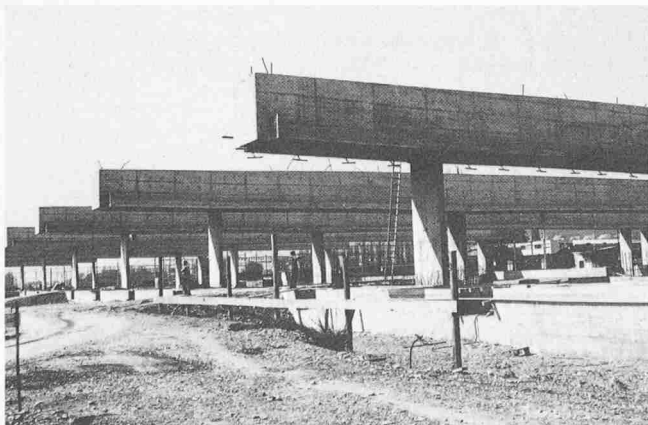
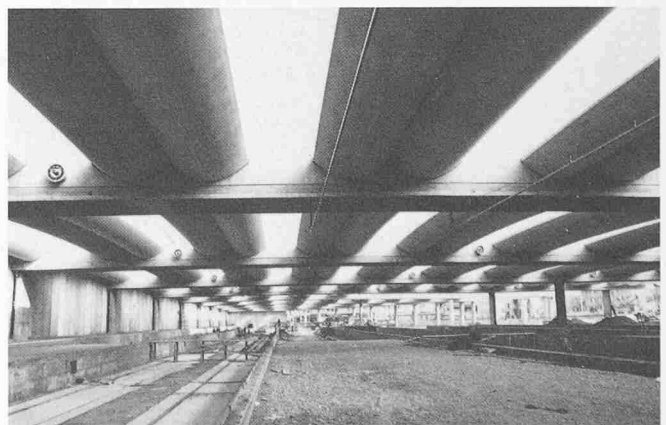


Bild 17. Innenansicht der Schnellgut-Halle Zürich-Altstetten
Internal view of the rapid goods hall, Zürich-Altstetten



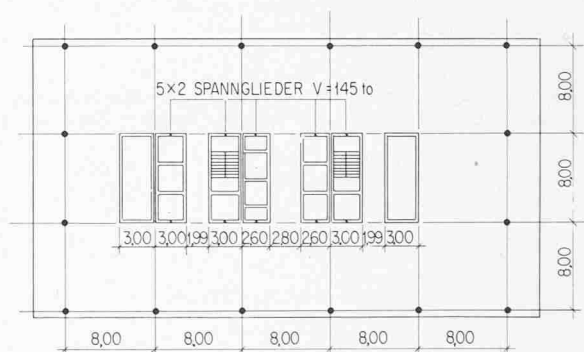
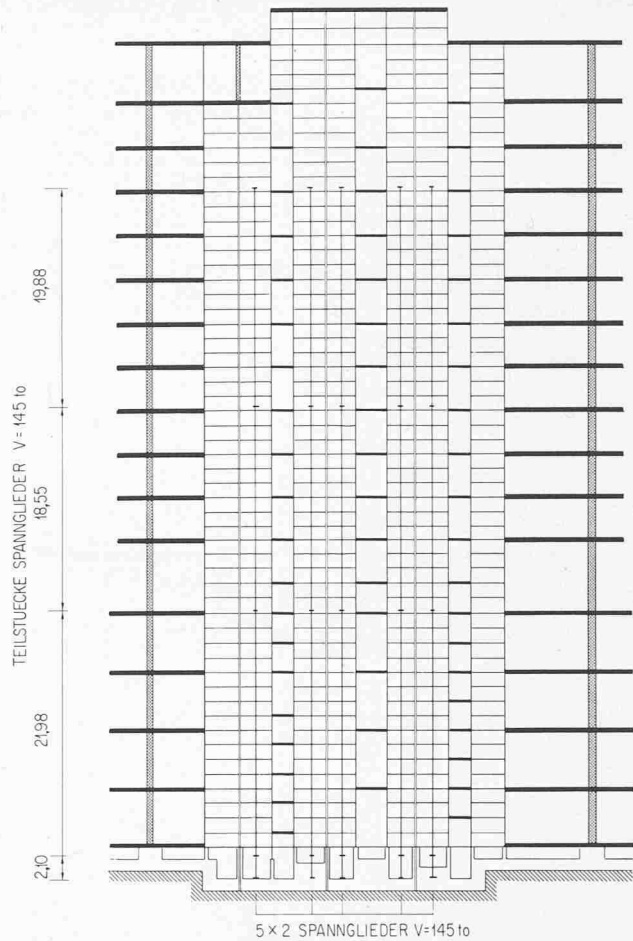
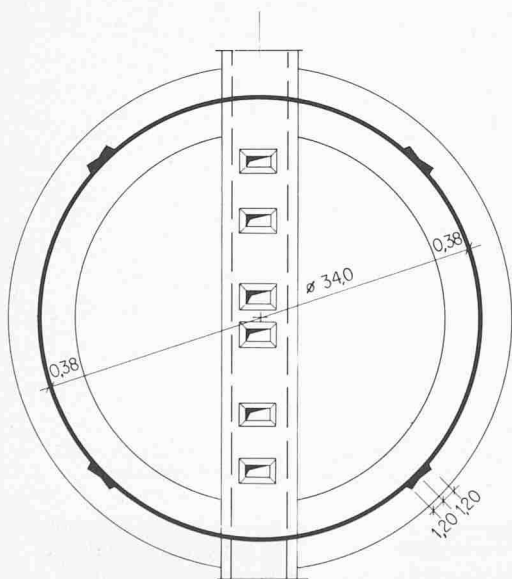
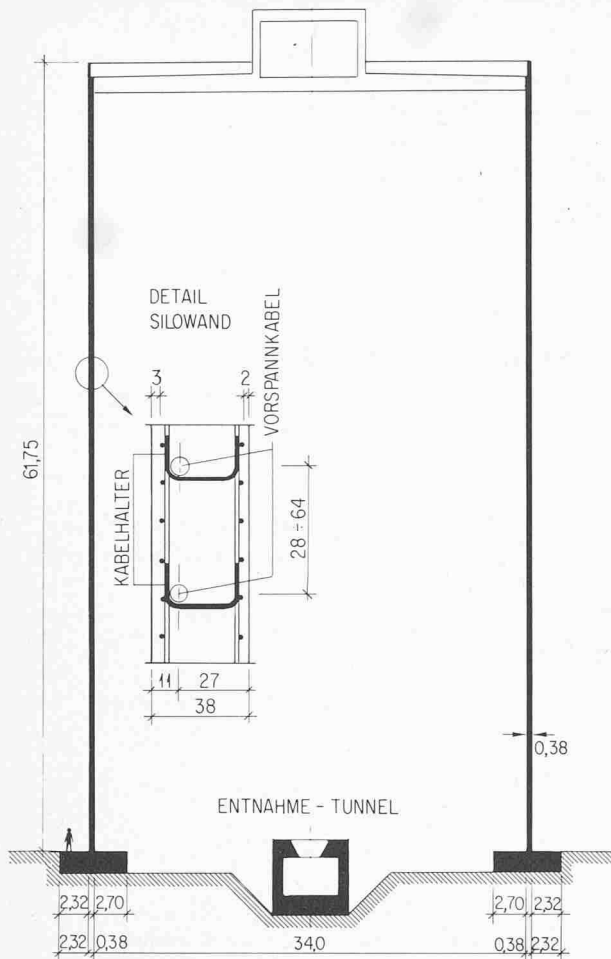


Bild 18 (links). Grundriss und Armierungsdetail des Klinkersilos Rekingen
Plan and reinforcement detail of the Clinkersilo, Rekingen

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 m² der Behälterwand beträgt 25 kg Spannstahl und 45 kg

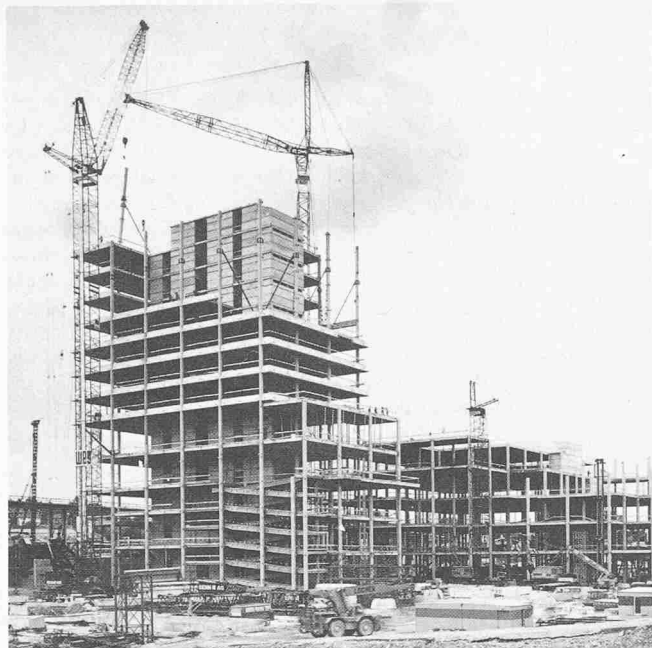


Bild 20. Montage Einkaufszentrum Wallisellen. Links Hochhaus mit vorfabriziertem und vorgespanntem Kern
Construction of the Wallisellen shopping centre
Left is the multi-storey building with prefabricated and prestressed core

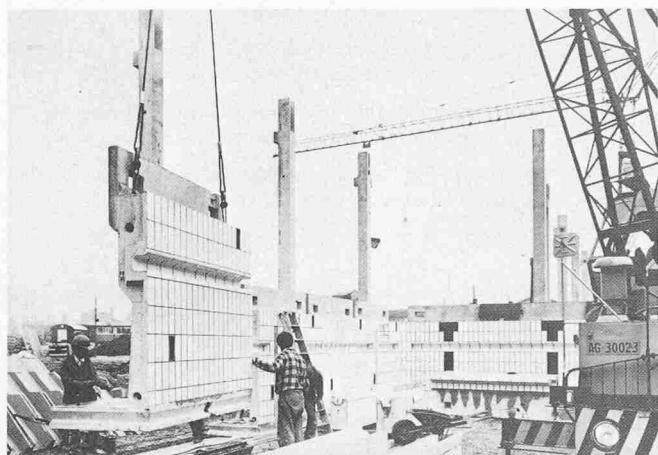
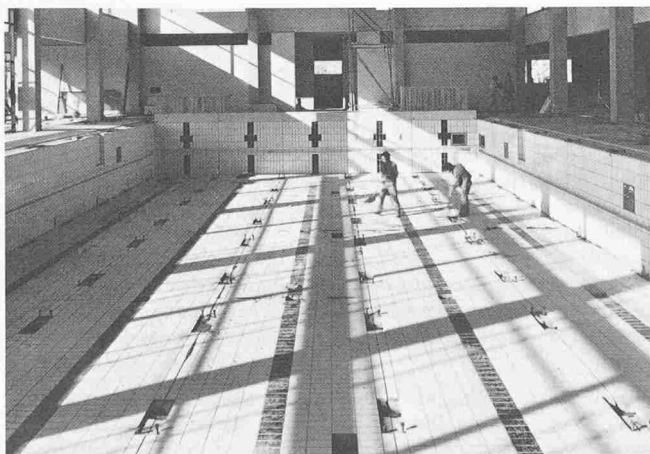


Bild 21. Montage der Wandelemente des Schwimmbeckens Hallenbad Adliswil
Construction of the pool wall elements for the indoor swimming pool, Adliswil

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 Gleitschaltvorganges ergab.

Ingenieur: Heinzelmann & 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 m³ 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 Betonelementen*. 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 zusammengespant. 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