

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 77 (1959)
Heft: 40

Artikel: Shedfaltwerk in Spannbeton der Siemens AG. in Weiningen ZH
Autor: Soutter, P. / Schalcher, W.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84329>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 30.01.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Shedfaltwerk in Spannbeton der Siemens AG. in Weiningen ZH

DK 624.024.25

Von P. Soutter und W. Schalcher, Zürich

1. Einleitung

Die Firma Siemens Elektrizitätserzeugnisse AG. hat in den Jahren 1957 bis 1959 neue Werkstatt-, Lager-, Labor- und Kantinebauten errichtet. Mit der Projektierung und Bauleitung war Arch. W. Niehus mit seinem Mitarbeiter G. Albisetti beauftragt, während die Ingenieurarbeiten durch die Verfasser ausgeführt wurden. Im Rahmen dieser Neubauten war u. a. eine einstöckige Halle von rd. 3300 m² Grundfläche zu entwerfen. Diese Halle sollte eine Breite von 30 bzw. 36 m, eine Länge von rd. 100 m und eine lichte Höhe von 5 m aufweisen. Aus betrieblichen Gründen waren Mittelstützen unerwünscht und eine möglichst gute gleichmässige Tageslichtbeleuchtung gefordert worden, um nach freier Wahl Lager- oder Werkstatträume unterbringen zu können.

2. Systemwahl

Um die Forderung möglichst guter Tageslichtverhältnisse zu erfüllen, wäre es vorerst naheliegend gewesen, eine übliche Schalenshedkonstruktion von rd. 7 m Axteilung in Betracht zu ziehen, wie sie im In- und Ausland schon vielfach ausgeführt wurden. Die nachstehenden besonderen Gründe aber veranlassten uns, nach einer neuen Form der

Bedachung zu suchen. Die Gleichmässigkeit der Tageslichtbeleuchtung ist bei den Sheds einer niedrigen Halle nicht immer gewährleistet, insbesondere bei Verwendung der Halle als Lager mit hohen Gestellen oder bei Unterteilung kleiner Räume mit Zwischenwänden. Auch verursacht der grosse verlorene Luftraum innerhalb der Sheds entsprechend höhere Heizungskosten.

Auf Grund dieser Überlegungen wurde nach Studium verschiedener Lösungen ein kleinmaschiges Falwerk (ähnlich einem Wellblech) in Spannbeton entworfen mit einer Axteilung von 3,50 m und mit zwei geraden, unter 45° geneigten Dachflächen (Bilder 1 und 2). In der gegen Norden gerichteten Seite liegen durchlaufende Fensterbänder von 1,20 m Höhe, welche ein Verhältnis Fensterfläche zu Hallengrundrissfläche von rd. 33 % ergeben. Die günstige, gleichmässige Beleuchtung der Hallen ist aus dem Vergleich der gerechneten Tageslichtquotienten in Bild 3 ersichtlich. Die Messungen an der ausgeführten Halle mittels Luxmeter haben noch höhere Werte ergeben, doch wird hier mit Rücksicht darauf, dass die Halle bereits teilweise belegt war, auf eine Darstellung dieser Resultate verzichtet. Zuverlässige Beleuchtungsmessungen in Hallen sind sehr schwierig durchzuführen, da sehr viele Einflüsse das Bild verfälschen können

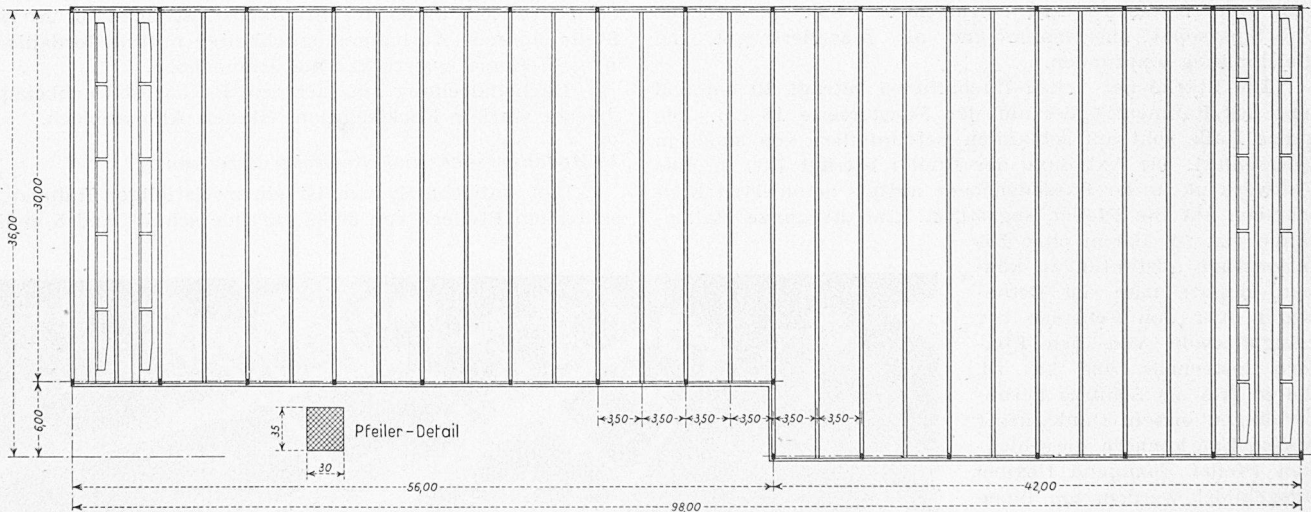


Bild 1. Untersicht des Shedfaltwerks, Masstab 1:600

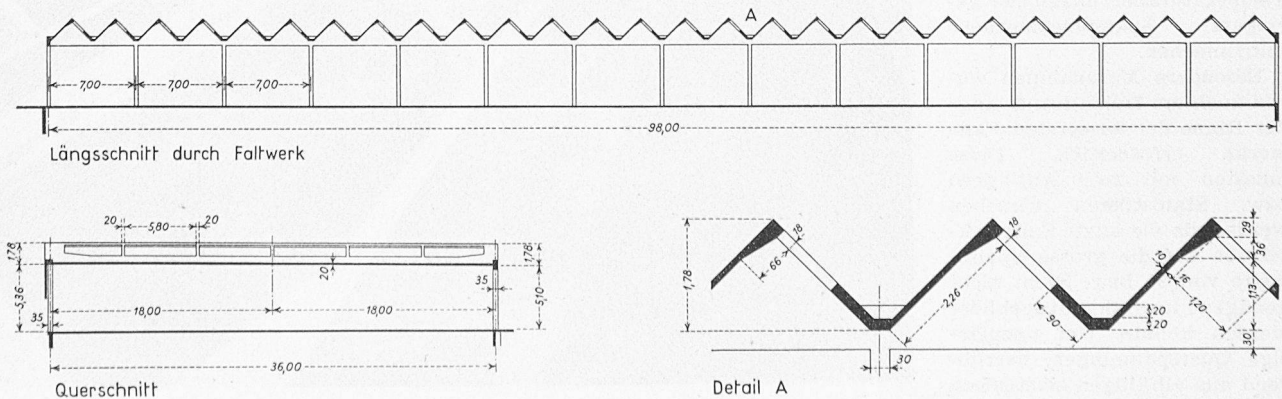


Bild 2. Längs- und Querschnitt 1:600, Detailschnitt 1:120

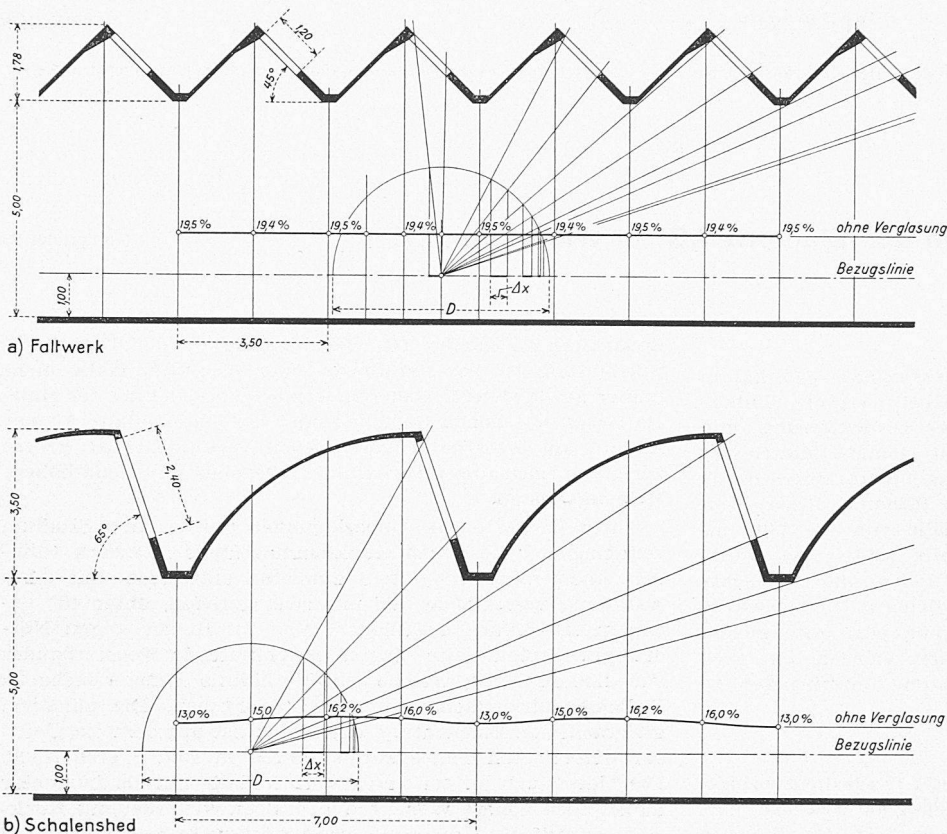


Bild 3. Tageslicht-Untersuchung. Tageslichtquotient $\psi = \frac{\sum \Delta x}{D}$

(Fassadenfenster, Schwankungen der Lichtintensität im Freien trotz bedecktem Himmel, Reflexion, usw.). Auf jeden Fall werden die Tageslichtverhältnisse vom arbeitenden Fabrikpersonal übereinstimmend als besonders gut und gleichmässig empfunden.

Die Stärke der vollen Dachscheibe beträgt 10 cm und jene des Rahmenträgers auf der Fensterseite 18 cm. Die ganze Halle ruht auf schlanken Betonpfeilern von 30/35 cm Querschnitt. Die Abteilung der Pfeiler beträgt 7,00 m. Das Fallwerk ist in der Fassadenebene mittels betonierten Endscheiben auf die Pfeiler abgestützt. Um die ganze Hallenlänge von rd. 100 m ohne Dilationsfuge ausführen zu können, musste man die Betonwand über den Fenstern der Längsfassade von den Pfeilern lostrennen und sie rd. 2,8 m frei als Schürze herunterhängen lassen. Dank dieser Massnahme konnten die schlanken Pfeiler genügend flexibel ausgebildet werden, um ihnen zu ermöglichen, die Längsbewegungen aus Schwinden und Temperaturänderungen bei geringem Spannungszuwachs mitzumachen.

Besondere Massnahmen waren auch am freien Rand längs der Rinne der äussersten Fallwerke erforderlich. Diese mussten mit zwei Auflagern bzw. Stahlstützen versehen werden, da die letzte Fallwerkscheibe auf die grosse Spannweite von 36 bzw. 30 m nicht genügend tragfähig ausgebildet werden konnte. Um unzulässige Querspannungen, herrührend aus allfälligen elastischen oder Kriechdeformationen der

benachbarten Fallwerke auszuschalten, wurden diese Abstützungen mittels starker Schrauben in der Höhe verstellbar ausgeführt. Es zeigte sich allerdings auf Grund der späteren Nivellements, dass diese überflüssig war, da keine ins Gewicht fallenden Verformungen auftraten.

Eine Bemerkung sei noch gestattet zur Wahl des Baustoffes Spannbeton. Für weitgespannte Hallen liegen heute die beiden Baustoffe Stahl und Spannbeton in scharfer Konkurrenz. Es ist in der Regel ziemlich schwierig, einen objektiven Preisvergleich aufzustellen. Es müssten auf jeden Fall Detailpläne beider Konstruktionen erstellt werden, einschliesslich der Isolationen und Dacheindeckungen. Ausserdem sind die Unterhaltskosten in Rechnung zu stellen, und schliesslich erhält man einen verhältnismässig kleinen Unterschied, der nicht entscheidend sein kann. Wenn im vorliegenden Fall Spannbeton gewählt wurde, so waren hierfür insbesondere folgende Vorteile massgebend: 1. Bessere Dauerhaftigkeit und Solidität (monolithische Konstruktion); 2. Kein Unterhalt; 3. Feuersicherheit (insbesondere wichtig für

Beizerei und Malerei); 4. Kleinere Deformationen; 5. Harte Untersicht, die nicht beschädigt werden kann wie die Plattenverkleidungen der Stahlkonstruktionen; 6. An jeder Stelle einfache Aufhängemöglichkeiten mittels Jordahlschienen; 7. Keine Querträger auf Rinnenhöhe.

Dacheindeckung mit farbigem Rexasbest-Dachbelag auf 2,5 cm starker Korkisolation. Rinnen Alumanblech.

3. Modellversuch und statische Berechnung

Das statische System ist ein zweistieliger Rahmen mit schlanken Pfeilern von 30/35 cm Querschnitt und 5 m Höhe

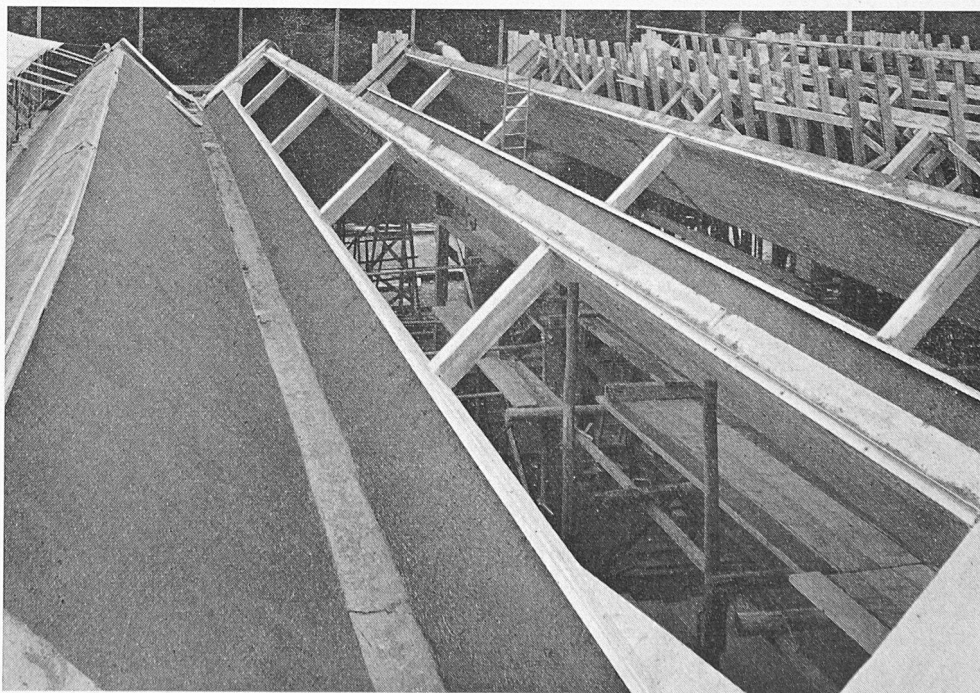
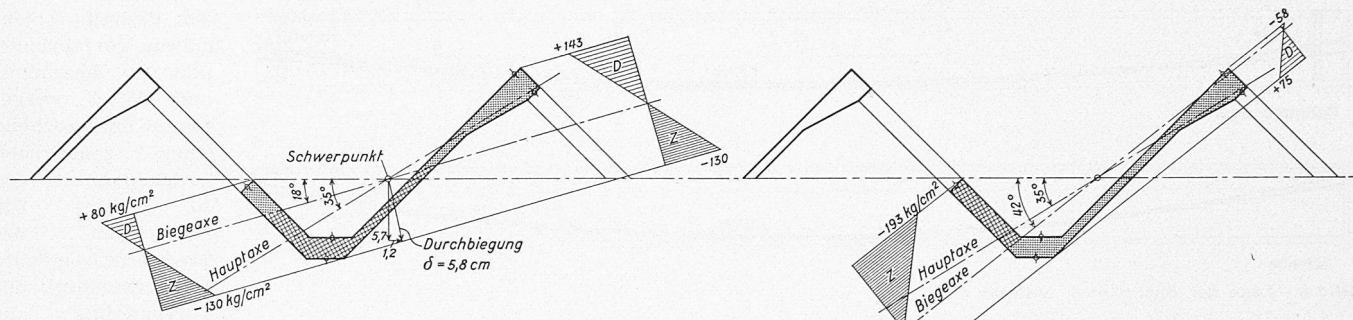
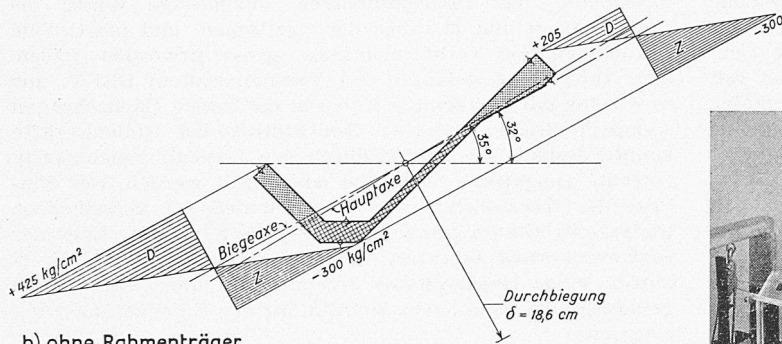


Bild 6. Draufsicht auf die fertig betonierten Sheds



a) mit Rahmenträger



b) ohne Rahmenträger

Bild 4. Vergleich der Spannungen und Durchbiegungen mit und ohne Rahmenträger infolge Eigengewicht, links in Feldmitte, rechts beim Auflager

und mit dem Riegel als Falwerk von 1,75 m Konstruktionshöhe und 30 bzw. 36 m Spannweite. Die Pfeiler nehmen infolge ihrer Schlankheit neben den Windbelastungen nur rd. 4 % vom Gesamtmoment des Riegels auf. Das Verhältnis von Konstruktionshöhe zu Spannweite ist mit $1,75 : 36 = \text{rd. } 1/20$ für ein Falwerk bemerkenswert niedrig.

Die volle Dachscheibe in Verbindung mit dem Rinnenträger unter dem Fensterband ist für eine Spannweite von 36 m nicht genügend tragfähig. Es musste ein Zusammenwirken von zwei aufeinanderfolgenden Dachscheiben erzielt werden. Zu diesem Zwecke wurde die Fensterseite als geschlossener Rahmenträger mit steifen Endscheiben ausgebildet, wobei der Untergurt aus der Rinne und der Obergurt aus dem verstärkten oberen Teil der nächsten Dachscheibe

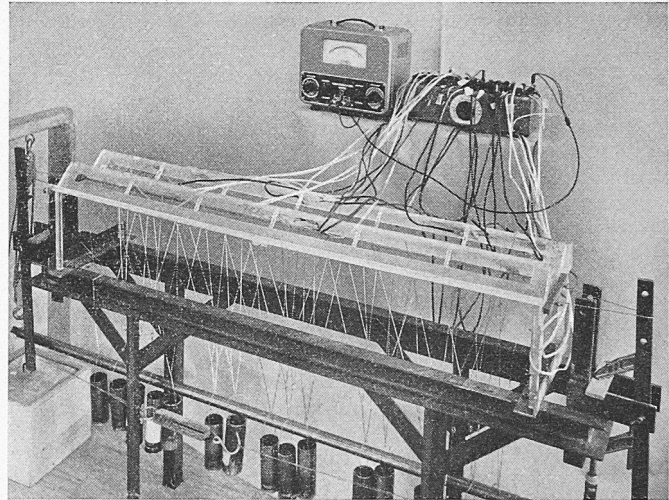


Bild 5. Plexiglasmodell 1:25 mit Belastungsvorrichtung und Messbrücke

besteht. Der Unterschied in den Spannungen für beide Systeme ist in Bild 4 dargestellt.

Durch verschiedene Näherungsrechnungen wurden die Dimensionen der Konstruktion festgelegt. Die starke Veränderlichkeit des Querschnittes (Fenster, Vouten, Rinne usw.) stellt einer statischen Berechnung erhebliche Schwierigkeiten entgegen. Die verschiedenen Methoden, die in Betracht fallen, verlangen eine Reihe von Annahmen und Vereinfachungen, die in der Berechnung grössere Unsicherheiten einführen, so dass die Ergebnisse solcher statischer Berechnungen mit grösster Vorsicht zu bewerten sind. Es war deshalb naheliegend, zur genaueren Abklärung des Tragverhaltens einen Modellversuch durchzuführen.

Auf Grund früherer Erfahrungen wurde für zwei V-Elemente von 36 m Spannweite ein Plexiglasmodell im Massstab 1:25 hergestellt (Bild 5). Der E-Modul beträgt $37\,000 \text{ kg/cm}^2$ für eine normale Zimmertemperatur von $18 \div 20^\circ$. Wegen der Kriecherscheinungen wurde während den Messungen ein Zeitintervall von fünf Sekunden zwischen Belastung und Ablesung genau eingehalten. Die Belastung des

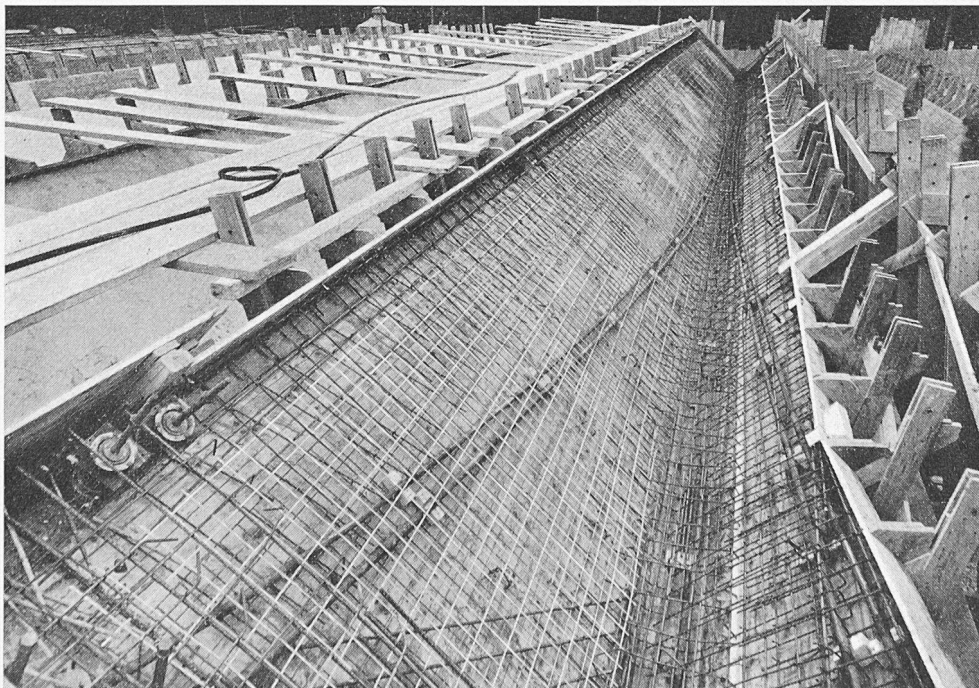


Bild 7. Spannkräfte und Armierung vor dem Schalen der Oberseite

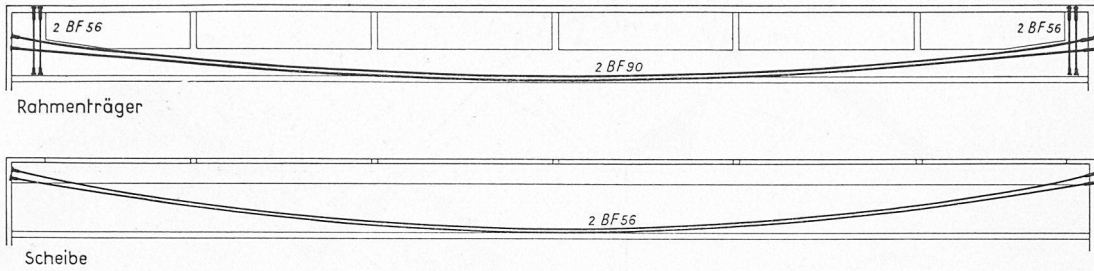


Bild 8. Lage der Spannkabel, Masstab 1:250

Modells erfolgte an der Rinne und am First entsprechend der Eigengewichtsverteilung, bzw. nur an der Rinne für die Schneelast. Es wurden gesamthaft 60 elektrische Dehnungsmessstreifen und zwei Rosetten angebracht, und mit einer Messbrücke die Dehnungen gemessen. Die horizontalen und vertikalen Deformationen konnten mit gewöhnlichen 1/1000-mm-Uhren bestimmt werden.

Durch Vorversuche wurde zuerst der Einfluss der Art und Anzahl der Fensterpfosten untersucht. So hat man am Modell zuerst alle 3 m und dann alle 6 m Fensterpfosten angebracht, ferner den Unterschied zwischen fest eingespannten und gelenkig angeschlossenen Fensterpfosten ermittelt. Aus Gründen der Belichtung und der Aesthetik war es erwünscht, die Zahl und Grösse der Fensterpfosten möglichst zu beschränken, andererseits ist aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen eingespannten Betonpfosten der Vorzug zu geben. Die Messungen zeigten, dass es möglich war, mit Betonpfeilern 18/20 cm alle 6 m auszukommen (Bild 6). Die sehr hohen Betonspannungen (bis 200 kg/cm²) erforderten allerdings eine Ausführung in Spezialbeton mit einer Würfeldruckfestigkeit von 600 kg/cm². Die Pfeiler wur-

den deshalb fabrikmässig vorfabriziert und im Spannbett mit 25 t vorgespannt entsprechend einer zentrischen Druckspannung von 70 kg/cm². Die Schlankheit des Tragsystems machte die Anwendung der Vorspannung zur Bedingung, da bei Eisenbeton die Randspannungen unzulässige Werte erreicht hätten und überdies die elastischen und plastischen Durchbiegungen verhältnismässig gross geworden wären. Zur Anwendung gelangte das Vorspannsystem BBRV, und es wurden parabelförmige Kabel in die beiden Dachschrägen eingelegt (Bilder 7 und 8). Der Einfluss der Umlenkkräfte konnte deshalb am Modell durch den Lastfall gleichmässig verteilte (negative) Belastung dargestellt werden. Der Einfluss der Normalkraft wurde am Modell für verschiedene Endexzentrizitäten gemessen und so die günstigste Lage der Endverankerung ermittelt. Am Modell haben wir die Kraft mittels eines Hebelsystems erzeugt, mit einer Federwaage gemessen und genau zentriert am Ort der Kabelverankerung eingeleitet.

Zur Aufnahme der grossen negativen Eckmomente beim Rahmenträger in der Nähe des Auflagers wurde noch eine Vertikalvorspannung mit je zwei kurzen 56-t-Kabeln angeordnet. Für die Längsvorspannung sind die nachstehenden Kabel eingelegt:

30 m Spannweite	volle Scheibe	1 BF 56 und 1 BF 28
	Fensterscheibe	2 BF 56

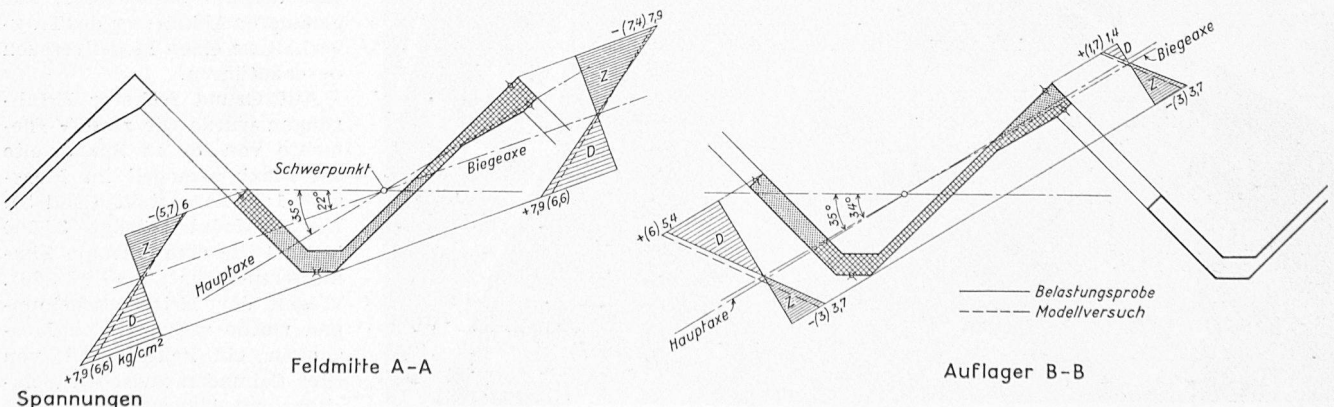
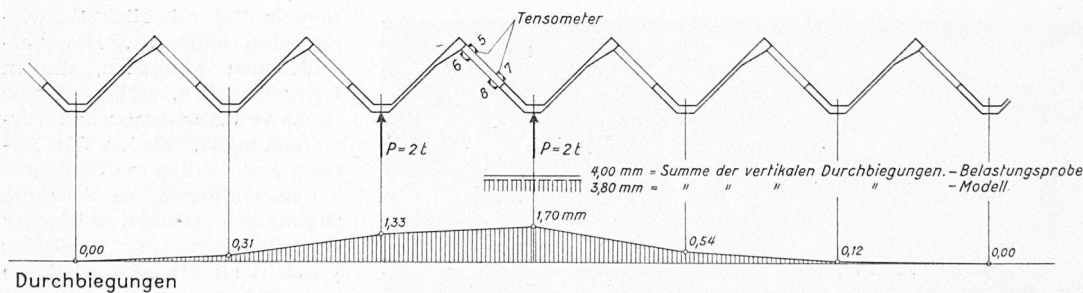
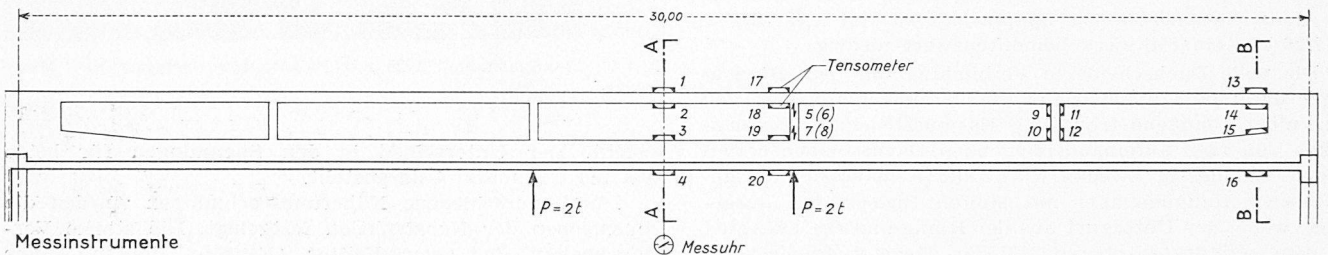


Bild 10. Ergebnisse der Belastungsprobe mit je zwei Einzellasten auf zwei Sheds.

36 m Spannweite volle Scheibe 2 BF 56
 Fensterscheibe 2 BF 90

Parallel zum Modellversuch wurde eine statische Berechnung des komplizierten Tragsystems gesucht, die erlaubt, die Spannungsverhältnisse so gut wie möglich zu beurteilen. Es zeigte sich, dass man vorerst die V-Elemente als Träger mit horizontaler Biegeaxe (horizontal gehalten) berechnen kann und dazu die Momente und Schnittkräfte des Rahmenträgers superponieren muss. Die so ermittelten Biegeaxen liegen schief, in Feldmitte rd. 22° und am Auflager rd. 34° von der Waagrechten und stimmen mit der Modellmessung gut überein. Das Falwerk ist also auch auf Verdrehung beansprucht und der Vergleich der gerechneten und gemessenen Horizontal- und Vertikaldeformationen bestätigt die Richtigkeit der Annahmen. Diese Berechnung erhebt keinen Anspruch auf theoretische Genauigkeit, liefert aber für die Praxis recht brauchbare Ergebnisse.

Dank dem Entgegenkommen der Bauherrschaft konnte am ausgeführten Falwerk ein Belastungsversuch durchgeführt werden. Die Messungen standen unter der Leitung von Dr. A. Rösli von der EMPA in Zürich. Wegen der Inbetriebnahme der Halle musste der Belastungsversuch am Hallenteil von 30 m Spannweite vorgenommen werden. Zur Vereinfachung der Installation hat man die Belastung negativ von unten nach oben wirkend mit hydraulischen Pressen erzeugt (Bild 9). Es wurden zwei V-Elemente mit je 2×2 t unter der Rinne aufgedrückt, was ungefähr 60 % der gerechneten Schneelast entspricht. Mittels Durchbiegungsmessungen wurde die Lastverteilung in der Querrichtung auf die benachbarten Elemente bestimmt; sie ist erheblich und ergab eine 50 %ige Entlastung der untersuchten Elemente. Entsprechend den guten Würfeldruckfestigkeiten des Betons haben wir die Umrechnung der Betonspannungen mit einem E-Modul von $450\,000 \text{ kg/cm}^2$ vorgenommen. Wie Bild 10 zeigt, entsprechen sie den am Modell gemessenen Werten und beweisen somit die Richtigkeit der Dimensionierung. Das Tragwerk hat sich vollständig elastisch verhalten und es sind keine bleibenden Deformationen eingetreten. An der ganzen Halle von 100 m Länge sind keine Risse feststellbar trotz dem Weglassen von Dilatationsfugen.

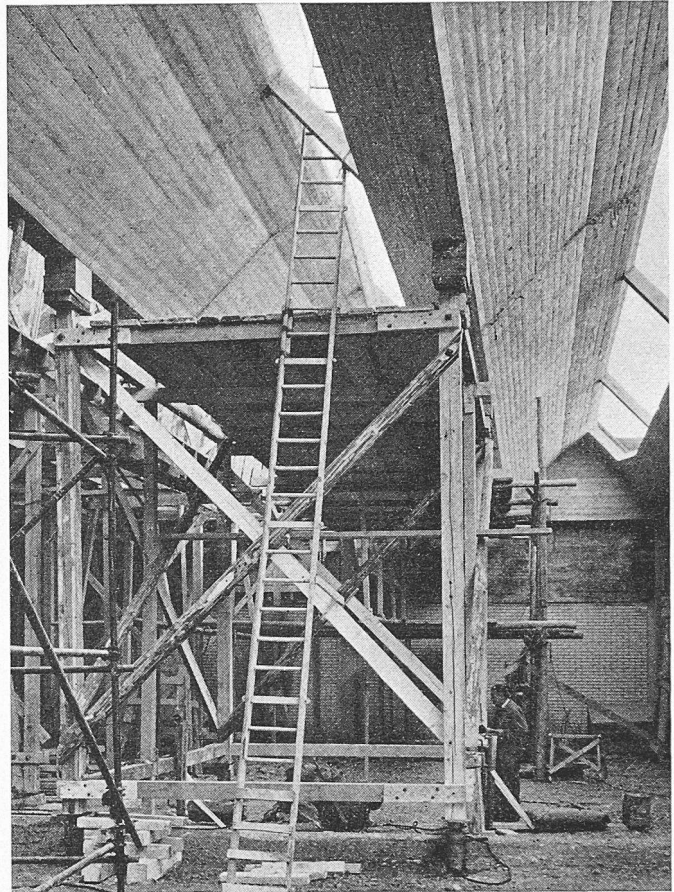
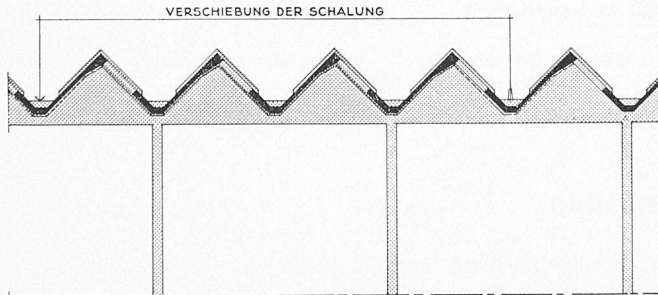


Bild 9. Installation für die Belastungsprobe mit vier hydraulischen Pressen.



TAGE					
1					
2					
3					
4				25% V	70% V
5					ABSENKEN
6					100% V
7					
8					
9					
10				25% V	70% V
11					ABSENKEN
12					100% V
13					
14					
15					
16					
17				25% V	70% V
18					ABSENKEN
19					100% V
20					
21					
22					
23					
24				25% V	70% V
25					ABSENKEN
26					100% V
27					
28					
29					
30					
31				25% V	70% V
32					ABSENKEN
33					100% V
34					
35					
36					
37					
38					
LEGENDE		SCHALEN	ARMIEREN	BETONIEREN	BETONIERT
					ERHARTEN
					AUSSCHALEN
					KONTR. INJEKTION

Bild 11. Bauprogramm



Bild 12. Innenansicht der fertigen Halle

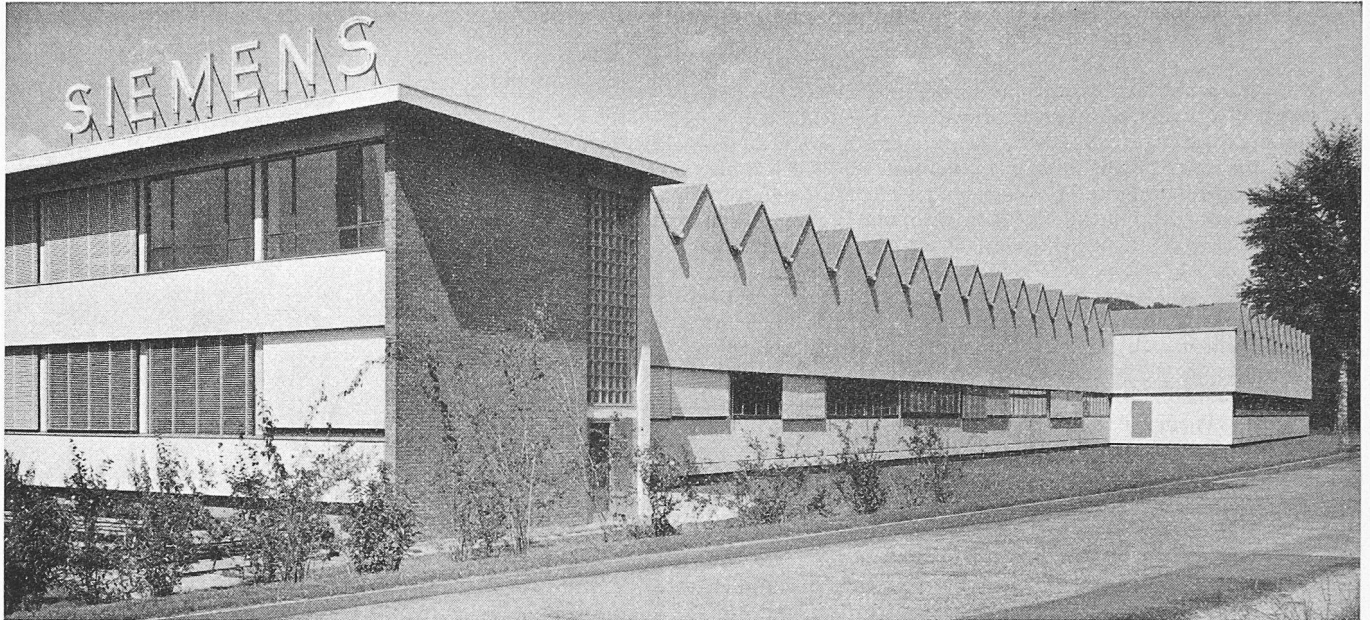


Bild 13. Aussenansicht der Siemens-Bauten in Weiningen ZH mit der Shedfaltwerkhalle

4. Ausführung

Die Rohbauarbeiten wurden der AG. Heinr. Hatt-Haller übertragen und sind mit grossem Verständnis und Sorgfalt ausgeführt worden. Die geeignetste Methode für das Betonieren solcher Faltwerke wäre Spritzbeton; leider ist aber der Preisunterschied so gross, dass darauf verzichtet werden musste. Die ganze Halle wurde mit vier V-förmigen Schalungen von 30 bzw. 36 m Länge erstellt, wobei ein Element rd. 6 m lang war. Das Verschieben dieser Elemente erfolgte mit einem Jeep und Anhänger. Da die Schrägflächen eine Neigung von 45° aufweisen, musste auch die Oberseite geschalt werden, lediglich der oberste Streifen von 80 cm Breite blieb frei. Der Beton HP 325 wurde aus gemischtem Kiessand aus der Grube Richi in Weiningen mit gewichtsmässiger Dosierung hergestellt und erreichte mit grosser Regelmässigkeit Würfeldruck-Festigkeiten von rd. 500 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit Flächen- und Nadelvibratoren.

Das Spannen der Kabel BBRV erfolgte in drei Etappen und zwar die ersten 25 % nach etwa drei Tagen, 70 % nach

zehn Tagen; nachher hat man die Schalung abgesenkt und sofort anschliessend 100 % vorgespannt. Dieser Spannvorgang hat sich sehr gut bewährt, und es konnten so schädliche Nebenspannungen, herrührend aus der Verschiedenheit des Vorspanngrades anschliessender Elemente oder Deformationen infolge der Vorspannung auf der Schalung, vermieden werden. Nach frühestens vier Wochen hat man die Vorspannkraft noch einmal kontrolliert und nachher die Kabel injiziert. Der wöchentliche Arbeitsfortschritt betrug ein V-Element von 3,50 m Breite (Bild 11).

Zum Schlusse gilt es noch zu danken für das grosse Verständnis für eine neuzeitliche noch unerprobte Konstruktion von seiten der Bauherrschaft, insbesondere Herrn Dir. Schmitt, dem bauleitenden Architekten W. Niehus und seinem Mitarbeiterstab. Grossen Anteil am Gelingen hatte auch die AG. Heinr. Hatt-Haller, dank ihrer vorbildlichen Schal- und Betonierarbeit.

Adresse der Verfasser: P. Soutter und W. Schalcher, Ingenieure S. I. A., Mühlebachstrasse 164, Zürich 8.

Die Rohölleitung von Wilhelmshaven nach Wesseling

DK 621.643.23:662.753

Diese Leitung ist die grösste in Europa bestehende Oelleitung; sie kam am 29. Dezember 1958 in Betrieb. Die Bauarbeiten begannen in Wilhelmshaven im November 1957 und auf der Trasse der Leitung Ende Februar 1958. Die Kosten der Gesamtanlage belaufen sich auf rd. 231 Mio DM; bis zum Abschluss der für die nächsten Jahre vorgesehenen weiteren Bauabschnitte werden 295 Mio DM investiert sein. Die Nord-West-Oelleitung dient der Rohölversorgung der ihr angeschlossenen (unten in Klammern angegebenen) Raffinerien. Am Unternehmen, das den Namen «Nord-West-Oelleitung G. m. b. H., Wilhelmshaven (NWO)» trägt, sind folgende Firmen beteiligt: BP AG., Hamburg, zu 26,3 % (Raffinerie Dinslaken); Scholven-Chemie AG., Gelsenkirchen-Buer zu 7,7 % (Werk Scholven); Ruhrchemie AG., Oberhausen, zu 3,7 % (Raffinerie Oberhausen); Purfina Mineralölraffinerie AG., Mühlheim (Ruhr)-Speldorf, zu 8,3 % (Raffinerie Duisburg); Esso AG., Hamburg, zu 47,2 % (Raffinerie Köln und Union Rheinische Braunkohlen Kraftstoff AG., Wesseling, zu 6,8 % (Werk Wesseling).

Die Anlagen in Wilhelmshaven bestehen aus einer 705 m langen Zufahrtsbrücke mit Brückenhaus und einer senkrecht dazu nach Süden anschliessenden, 650 m langen Löschrücke,

die in den nächsten Jahren durch eine etwa gleich lange, nach Norden anschliessende Löschrücke ergänzt werden soll. Die ganze Brückenanlage steht auf 584 eingerammten Pfählen von 33 bis 42 m Länge. Der südliche Teil der Löschrücke ist mit drei vorgebauten Löschköpfen ausgestattet, davon zwei auf der Aussenseite und einer auf der Innenseite. Auf ihnen stehen 35 m hohe Schlauchgerüste, von denen die Schlauchverbindungen zwischen den Schiffen und den Rohrleitungen der Brücke hergestellt werden. Jeder Löschkopf vermag bis zu 6000 m³/h Rohöl zu löschen. Die tatsächliche Löschleistung wird durch die Pumpenleistung der anliegenden Tanker bestimmt; sie schwankt zwischen 800 und 4000 m³/h. Vor der Löschrücke beträgt die Wassertiefe bei Niedrigwasser 15 m und mehr, bei Mitteltidehochwasser rd. 19 m. Das erlaubt das Anlegen von Supertankern an den äusseren Löschköpfen bis zu 100 000 dwt und am deichwärts gelegenen Löschkopf von Schiffen bis zu 47 000 dwt.

Auf dem durch Eindeichen gewonnenen Gelände gehören 1,5 Mio m² der NWO. Dort sind in einer ersten Bauetappe 14 Tanks mit je 31 500 m³ Fassungsvermögen errichtet worden (Durchmesser 55 m, Höhe 13 m), so dass 441 000 m³ zur Verfügung stehen. Die für die verschiedenen Raffinerien