

Die Konstruktion des grossen Aufspannbodens in der EMPA Dübendorf

Autor(en): **Hauri, H.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 28

PDF erstellt am: **19.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68206>

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.

Von Prof. H. Hauri, ETH, Zürich

Der Aufspannboden besteht aus einem System von Stahlkonstruktionen, die nach einem Baukastenprinzip zu verschiedensten Prüfeinrichtungen zusammengesetzt werden können. Es lassen sich beliebige Bauteile stehend oder liegend auflagern, und mit Hilfe von Rahmenkonstruktionen können die Belastungseinrichtungen an den gewünschten Stellen angesetzt werden. Die Grundfläche von 14×25 m ist nach einem Raster von $1,2 \times 1,2$ m mit 220 Ankerstellen versehen, welche die Befestigung der Konstruktionsteile in beiden Richtungen ermöglicht. Jede Ankerstelle ist für eine Belastung von 200 t als Zug-, Druck- oder Schubkraft ausgelegt, so dass je nach Versuchsanordnung Gesamtbelastungen von einigen hundert Tonnen erreicht werden können. Die Aufbauten und insbesondere die Grundplatte müssen dabei so starr sein, dass keine störenden Deformationen auftreten. Die Grundplatte wurde deshalb als Hohlkasten von 4 m Gesamthöhe ausgebildet.

Aufbauten

Die wichtigsten Elemente der Aufbauten sind: Stützen verschiedener Länge (max. 7,4 m) aus Breitflanschprofilen HEB 360, Jochträger aus zwei Profilen HEB 800, 3,6 m lang, kleinere und grössere geschweisste U-Träger, Verteilträger zur Aufnahme der Presstöpfe, geschweisste Böcke zur Aufnahme von horizontalen Kräften sowie feste und bewegliche Auflagerkonstruktionen. Alle diese Teile sind mit regelmässigen Lochungen in 80 mm Abstand versehen, so dass sie wie bei einem Metallbaukasten in verschiedenartiger Weise verschraubt werden können. Die Verschraubung erfolgt durch vorgespannte HV-Schrauben $\varnothing 24$ mm. Dies hat den Vorteil, dass trotz dem für einen einfachen Zusammenbau notwendigen Spiel von 2 mm eine unverrückbare, einfach zu erstellende und doch gut lösbare Verbindung hergestellt werden kann, die auch für dynamische Beanspruchung genügt. Ein besonderes Problem bilden die beim Pulsierbetrieb auftretenden Schwingungen. Mit einer Anzahl verschieden grosser Diagonalstreben lassen sich die Konstruktionen in der Regel so aussteifen, dass Resonanzerscheinungen vermieden und die Amplituden genügend verringert werden können. Bei gewissen Versuchen konstruiert man zusätzliche Einzelteile von Fall zu Fall und kombiniert sie mit dem System. Die Belastbarkeit der Einzelteile ist für die normalen Lastfälle vorausgerechnet und in einer Zusammenfassung dargestellt worden. Dabei hat man generell für Schwellbelastung $\frac{3}{4}$ und für Wechsellast $\frac{1}{2}$ der statisch zulässigen Belastung vorgesehen.

Verankerung

Die Fusspunkte dieser Aufbauten müssen mit der Grundplatte kraftschlüssig und unverrückbar verbunden werden. Zur Aufnahme vertikaler Zugkräfte dienen zwei Gewindebolzen aus St. 60, welche durch die 1,2 m starke Grundplatte hindurchführen und vorgespannt werden. Dadurch wird jegliches Abheben, auch bei Lastwechseln, vermieden. Damit die Aufbauten nach Wunsch sowohl in Längs- wie in Querrichtung aufgestellt werden können, ist jede Ankerstelle mit vier Ankerlöchern ausgerüstet. Zur Aufnahme der Schubkräfte dienen je zwei Schubbüchsen, welche in entsprechende Bohrungen einer Stahlplatte des Unterbaues passen. Dabei mussten die einzuhaltenden Toleranzen sehr sorgfältig studiert werden. Die Schubbüchsen müssen so satt sitzen, dass kein störendes Spiel eintritt, andererseits sind die gegenseitigen Abstände so genau einzuhalten, dass sich die Teile gut einsetzen lassen. Überdies mussten auch die Abstände zwischen verschiedenen Ankerstellen strengen Toleranzen unterworfen werden, damit Aufbauteile, die über mehrere Ankerstellen reichen, zwangungsfrei eingesetzt werden können. Aus diesen Überlegungen resultierten schliesslich folgende Toleranzwerte:

Genauigkeit der Bohrungen	$130 \pm 0,05$ mm
Mittleres Spiel der Schubbüchsen	0,4 mm
Abstand zweier Bohrungen	$360 \pm 0,15$ mm
Abstand benachbarter Ankerstellen	$1200 \pm 0,5$ mm
Abstand entfernter Ankerstellen	± 1 mm

Diese Werte wurden dank sorgfältiger Ausführung genau eingehalten, und die Aufbauten lassen sich in der Tat überall ohne Schwierigkeiten montieren.

Unterkonstruktion

Die Grundplatte ist, wie bereits erwähnt, mit massiven Wänden und einer Bodenplatte zu einem starren Stahlbetonkasten verbunden. Dieser kann die ungünstigsten Belastungen mit Deformationen von höchstens einigen Millimetern aufnehmen. Die entstandenen Zellen

bilden ideale Luftschutzräume, und so hat man diese mit entsprechenden Ausrüstungen versehen. Das Hauptproblem lag in der Einleitung der grossen Ankerkräfte in die Betonkonstruktion. Die Vorspannbolzen sind durch eine gasdichte Schraubverbindung mit einer untern Ankerplatte verbunden. Die Schubbüchsen übertragen ihre Horizontalkräfte auf Platten, die als Streifen quer über den ganzen Aufspannboden laufen. Diese sind durch HV-Schrauben mit im Beton eingebetteten Walzprofilen zu einem Rost verbunden. Zudem wurden sie längs ihrer Ränder durch Bolzen mit einer eingelegten Ankerplatte gegen Abheben bei einer allfälligen Verdrehung gesichert. Bei der Ausführung wurden diese Stahlteile zunächst auf den bestehenden Wänden abgestützt montiert. Erst nachdem sie genau gerichtet und fixiert

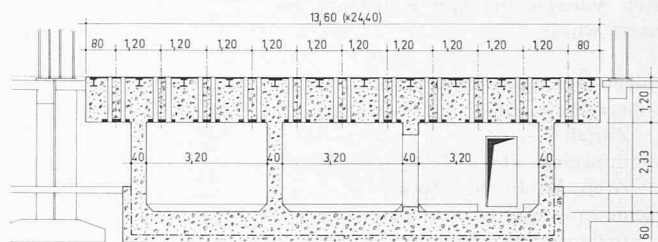


Bild 1. Querschnitt 1:200 durch den Aufspannboden, Hohlkasten aus Eisenbeton, vom übrigen Gebäude abgetrennt. Bodenplatte als Wanne (Grundwasser). Die Hohlräume werden als Luftschutzräume verwendet. Grundplatte 1,2 m stark mit 220 Ankerstellen

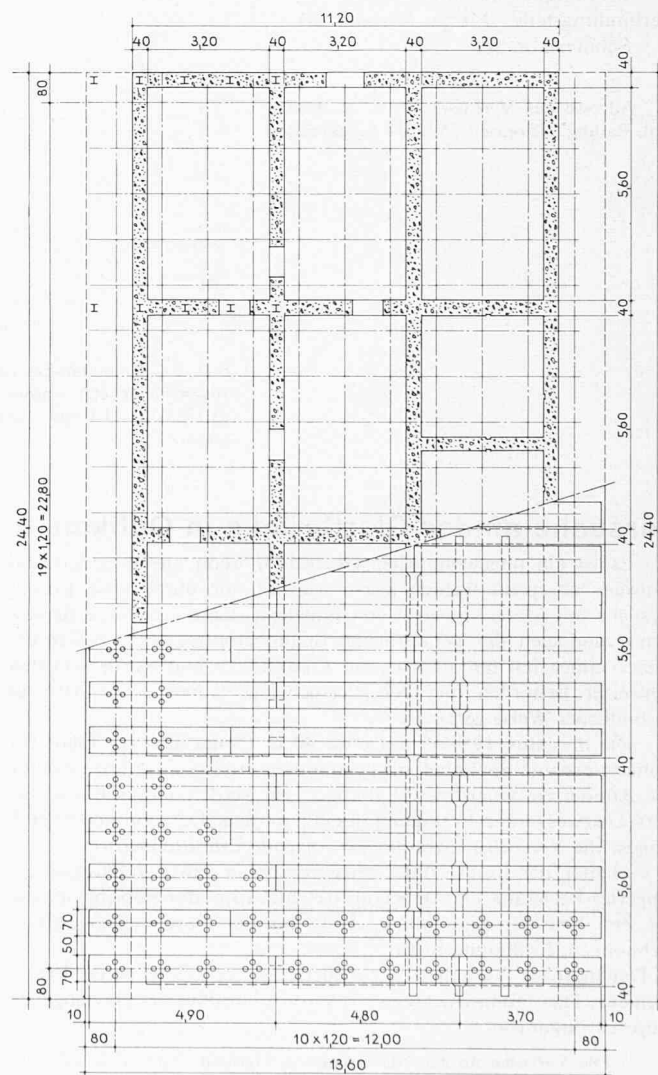


Bild 2. Grundriss 1:200 des Aufspannbodens. Unterer Teil: Draufsicht mit Stahlplatten, Ankerstellen und Walzprofilrost; oberer Teil: Schnitt durch Hohlkasten

waren, begann das Betonieren. Schwierigkeiten bot das satte Unterfüllen der oberen Stahlplatten. Die ursprünglich vorgesehene Anwendung von Prepac-Beton wurde nach eingehenden Vorversuchen fallen gelassen, da der aufsteigende Mörtel unter der ebenen Oberfläche stets Hohlräume aufwies, die sich auch durch Injektionen nicht beseitigen liessen. Schliesslich betonierten man in Schichten bis knapp unter die Oberfläche und presste dann durch die Platten von oben Mörtel ein, bis er seitlich ausfloss. Die verbleibenden Streifen zwischen den Platten wurden am Schluss mit einem Belagsbeton ausgefüllt, dessen Haftung durch Verwendung von Kunstharz verbessert wurde.

Projekt und Ausführung

Bauherrschaft: Eidg. Bauinspektion
Zürich

Gesamtprojekt der EMPA-Neubauten:
Arch. W. Forrer, Zürich

Ingenieurprojekt des Aufspannbodens:
Ingenieurbüro Fietz u. Hauri,
Zürich

Eisenbetonarbeiten: Firma J. Piller,
Zürich

Stahlbauteile: Ateliers de Constructions
Mécaniques de Vevey SA

Verbindungssteile: Firma Mecana SA,
Schmerikon SG

Adresse des Verfassers: Prof. H. Hauri,
dipl. Bauing., Tennried 25, 8044 Gockhausen

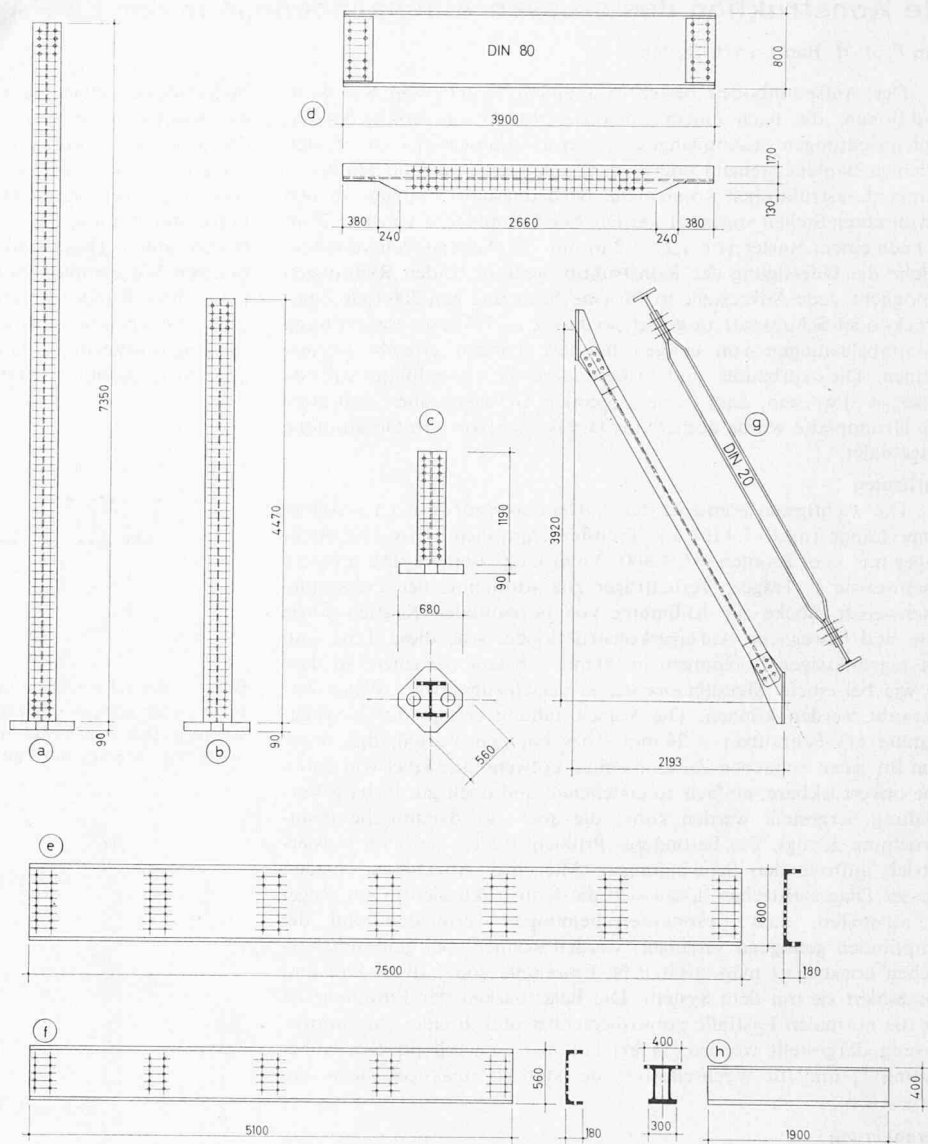


Bild 3. Aufbauten-Einzelteile, Masstab 1:80. Die wichtigsten Einzelteile, aus denen Aufbauten zusammengesetzt werden können: a)b)c): Stützen aus HEB 360; d): Jochträger aus HEB 800; e): grosser U-Träger, geschweisst; f): leichter U-Träger, geschweisst; g): Streben; h): Verteil-träger

Versuche an der Glattbrücke in Opfikon

Es ist ein ungewöhnlicher Glücksfall, wenn an einem grossen Bauwerk überprüft werden kann, wie sich die durch viele Einzelversuche mit Materialproben und Bauelementen erarbeiteten Bemessungsgrundlagen der neuzeitlichen Spannbetontragwerke bewähren. Dieser Glücksfall bot sich bei der Glattbrücke und wurde von den Schweizer Behörden und den Versuchingenieuren der EMPA in vorbildlicher Weise genutzt¹⁾.

Die im Jahre 1954/55 mit etwa 40 m Länge über die Glatt bei Opfikon erbaute Spannbetonbrücke musste bereits im Jahre 1960 für den Bau der Nationalstrasse 1 B abgerissen werden und konnte so für Versuchszwecke zur Verfügung gestellt werden. Das von der EMPA aufgestellte Versuchsprogramm sah folgende Ermittlungen vor:

1. Verhalten der Brücke unter oft wiederholter sowie stufenweise gesteigerter Belastung und dabei auftretende Ermüdungserscheinungen wie Zunahme der Rissbildung, Änderung der Durchbiegungen und Dehnungen, Ermüdungsbruch.
2. Dynamisches Verhalten der Brücke, insbesondere deren Eigenfrequenz, Dämpfungseigenschaften sowie Charakter der erzwungenen Biegeschwingungen.

¹⁾ Die Versuche an der Glattbrücke in Opfikon. Von A. Rösli unter Mitarbeit von R. Kowalczyk, H. Hofacker und R. Sagelsdorff. Bericht Nr. 192 der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe. 86 S. mit zahlreichen Abb. Dübendorf 1963, EMPA. Preis 20 Fr.— Vgl. auch SBZ 1961, H. 47, S. 856.

DK 624.21:624.012.47.001.42

3. Verhalten der Brücke bei Steigerung der Belastung bis an die Grenze der Tragfähigkeit, Nachweis der Bruchsicherheit.

4. Zustand der Baumaterialien, insbesondere des Spannstahles, nach rund fünfjährigem Betrieb der Brücke.

In dem übersichtlich und klar zusammengestellten Versuchsbericht wird darüber hinaus noch über Materialuntersuchungen und über theoretische Grundlagen des nichtlinearen Schwingungsproblems, sowie über die Konstruktion und Berechnung der Brücke berichtet.

Die Ergebnisse und Schlussfolgerungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Die Brücke hat zwei Millionen Lastwechsel mit voller Nutzlast praktisch ohne Beeinträchtigung ihres elastischen Verhaltens und ohne bleibende Verformungen überstanden. Hierbei wurden in Brückenmitte Durchbiegungsamplituden von $\pm 5,7$ mm und an einem Spannkabel Spannungsamplituden von ± 81 kg/cm² gemessen.

Bei den statischen Zwischenversuchen zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den gerechneten und den gemessenen Durchbiegungen und Spannungen. Die Zulässigkeit der vereinfachenden Annahmen gelenkiger Anschlüsse der Stiele und der Vernachlässigung der Normalkraftverformung der Stiele wurde bestätigt. Die Schiefe der Brücke von $13,8^\circ$ hatte für den Schnitt in Brückenmitte keinen messbaren Einfluss, Unterschiede traten nur im Bereich der Abstützungen in Erscheinung.