

Vorgespannte Eisenbahn-Rahmenbrücke mit V-Stielen über die neue Umfahrungsstrasse im Stigli bei Andelfingen

Autor(en): **Soutter, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **74 (1956)**

Heft 40: **Sonderheft zum Zweiten Kongress der FEANI, Zürich, 11.-14. Oktober 1956**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-62713>

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.

die Stabilität, sie verhindert nur, dass die stabilisierende Proportionalwirkung der vorübergehenden Statik zu schnell verschwindet. Es gelten genau die selben Gesetze wie für alle übrigen zur Automatisierung entwickelten Regler.

Beim Drehzahlregler mit vorübergehender Statik (Bild 7b) wird die Integralwirkung ausgeübt, indem man die Rückführung beschleunigt. Die selbe Beschleunigungswirkung wird im elektronischen Frequenzregler (nach Bild 7c) erreicht, indem man eine elektrische Kapazität C einschaltet. Statt die Rückführung zu beschleunigen, kann man der Proportionalwirkung einen Integrator zufügen, der die Integralwirkung hervorruft (Bild 7d) [10]. Mit dem Vorteil, einen nur rein verstärkenden Servomotor ohne Unempfindlichkeit zu benützen, verursacht man also die Integralwirkung entweder durch Beschleunigung der Rückführung (Bilder 7b und 7c) oder durch Hinzufügen eines Integrators (Bild 7d).

14. Physikalische Einsicht ohne mathematische Formeln

Für den Praktiker sind mathematische Ableitungen an sich nicht überzeugend, und darin hat er gar nicht so unrecht. Die Mathematik ist ein unentbehrliches Werkzeug, um physikalische Beziehungen zu untersuchen. Man muss aber die mathematischen Ergebnisse physikalisch interpretieren, um zu begreifen, was in Natur und Technik vor sich geht. So findet die Mannigfaltigkeit von Erscheinungen und Konstruktionen eine systematische einfache Grundlage. Es ist ein Hauptzweck der Physik, eine Brücke der Verständigung zwischen Mathematik und Praxis zu schlagen, um so fördernd dem praktischen Fortschritt zu dienen. Deshalb wurde hier versucht, ohne Mathematik die Gesetze darzustellen, welche die Regeltechnik beherrschen.

Literaturverzeichnis

- [1] *Stodola A.*: Ueber die Regulierung von Turbinen. SBZ Bd. 22, S. 113*, 121*, 126*, 134* (1893).
- [2] *Stein T.*: Regelung und Ausgleich in Dampfanlagen. Julius Springer, Berlin 1926.

- [3] *Stein T.*: Selbsttätige Feuerungsregelung. «Z. VDI» 1927, S. 1177.
- [4] *Stein T.*: Selbstregelung, ein neues Gesetz der Regeltechnik. «Z. VDI» 1928, S. 165.
- [5] *Stein T.*: Systematik der Reglerarten, «Escher Wyss Mitteilungen» 1940, S. 56.
- [6] *Lüdi F.*: Das Rückkopplungsprinzip in Natur und Technik. Antrittsvorlesung an der ETH, April 1942.
- [7] *Stein T.*: Drehzahlregelung von Flugzeug-Triebwerken. SBZ Bd. 127, S. 295, 309, 323 (1946).
- [8] *Stein T.*: Drehzahlregelung der Wasserturbinen. SBZ 1947, Nr. 39, 40, 41, S. 531, 543, 564.
- [9] *Dejou A.*: Considérations sur les régulateurs des groupes générateurs hydrauliques de basse chute. «Revue générale de l'Electricité» 1948, Août.
- [10] *Daniel J.*: Le statisme des régulateurs et son élimination. «La Houille Blanche» 1950, Janvier-Février.
- [11] *Cuénod M. et Gardel A.*: Stabilisation des oscillations du plan d'eau des chambres d'équilibre. «Bulletin technique de la Suisse Romande», 12. 8. 1950.
- [12] *Stein T.*: L'optimum nella regolazione di turbine idrauliche. «L'Energia Elettrica» 1951, Nr. 4. — Die optimale Regelung von Wasserturbinen. SBZ 1952, Nr. 20, S. 287.
- [13] *Stein T.*: Universelle Verwendbarkeit des Escher-Wyss-Leistungsreglers. «Escher Wyss Mitteilungen» 1952/53, S. 81.
- [14] *Stein T.*: Basi tecniche della regolazione delle caldaie. «Rendiconto AEI, Taormina» 1953.
- [15] *Gerecke E.*: Drei Beispiele aus der Elektroservotechnik. «Zeitschrift für angewandte Mathematik und Physik» 1954, Nr. 6.
- [16] *Stein T.*: Wasserturbinen-Regler mit identischer Integral- und Differentialwirkung. SBZ 1954, Nr. 12, S. 151.
- [17] *Comitato Termotecnico Italiano*: Tecnica delle regolazioni, Terminologia e Definizioni (Entwurf). «Misure e Regolazioni» 1954, Juli-August
- [18] *Stein T.*: La generalizzazione del concetto PID. «Misure e Regolazioni» 1955, Januar-Februar.
- [19] *Profos P. und Oertli H.*: Nomenklatur der Regelungstechnik. «SEV-Bulletin» 1956, Nr. 8, S. 329, 372.

Adresse des Verfassers: Dipl. Ing. T. Stein, Dir. de Pretto-Escher Wyss, Schio, Italien

Vorgespannte Eisenbahn-Rahmenbrücke mit V-Stielen über die neue Umfahrungsstrasse im Stigli bei Andelfingen

DK 624.21.012.47

Von Dipl. Ing. P. Soutter, Zürich, Mitarbeiter Ing. W. Schalcher, Zürich

I. Einleitung

Im Rahmen des Baues der Umfahrungsstrasse von Andelfingen (s. SBZ 1955, Heft Nr. 7, Seite 94) wurde dem Verfasser die Projektierung des Ueberführungsbauwerkes «Stigli» übertragen. Es handelte sich hierbei um die Ueberführung der einspurigen SBB-Linie Andelfingen—Schaffhausen über das neue Trasse der Strasse Nr. 15 Winterthur—Schaffhausen. Da die Nivellette der Bahnlinie beibehalten werden sollte, musste die Strasse ganz in den Einschnitt verlegt werden. Der Schnittwinkel zwischen Bahn- und Strassenaxe beträgt rd. 72°, und die Strasse sowie die Gleise liegen im Bereiche eines Uebergangsbogens. Das Strassennormalprofil weist eine Belagbreite von 11 m auf (9 m Fahrbahn und 2 × 1 m Radstreifen). Ausserdem musste parallel zur Strasse noch ein Flurweg von 3 m Breite überführt werden, so dass sich einschliesslich der Bankette eine totale Planumbreite des Einschnittes von 17,50 m ergab. Diese Breite erlaubt auch später die Anlage einer richtungsgetrennten Vierspurstrasse. Die Bauhöhe war natürlich auf ein Minimum zu beschränken, da sie zusammen mit der Lichthöhe von 4,50 m für die Tiefe des Strasseneinschnittes bestimmend war.

II. Beschreibung des Projektes

Neuzeitliche Autostrassenanlagen verlangen flüssige Linienführung und im Interesse der Verkehrssicherheit gute Sichtverhältnisse; es genügt deshalb nicht, bei Brücken nur die vorgeschriebenen Lichtraumprofile einzuhalten. Visuell fühlt sich der rasche Fahrer durch eine solche Anlage behindert, er wird unsicher, ob ihm wirklich keine Gefahr droht von links oder von rechts. Vor allem sollen die Ränder der

Strasse auf eine genügende Breite überblickbar sein und das normale Strassenprofil mitsamt den Böschungen soll nicht plötzlich durch das Objekt unterbrochen werden. Die Brücke muss leicht, im Idealfall eigentlich durchsichtig sein, und soll sich sowohl in bezug auf Linienführung als auch auf Konstruktion der ganzen Strassenanlage einordnen. Mit dem Spannbeton sind dem Ingenieur heute Mittel gegeben, diesen Forderungen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit besser gerecht zu werden als bisher. Es ist nicht mehr so sehr die Spannweite, die die Kosten der Brücke bestimmt, sondern die ganze Konzeption des Baues. Immer wieder zeigt sich, dass bei kleineren Objekten eine Vergrösserung des Tragwerkes oftmals eine Verbilligung der ganzen Anlage bedeutet, nämlich durch das Wegfallen grosser Widerlager und Flügelmauern sowie deren Hinterfüllung und Konsolidierung.

Auf Grund dieser Ueberlegungen und der guten Erfahrungen an einer ähnlichen Strassenbrücke über die Glatt

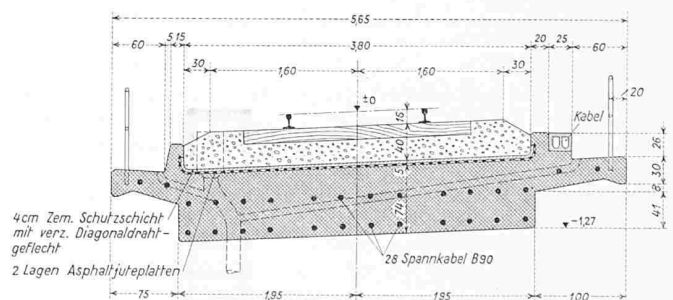


Bild 2. Querschnitt in Brückenmitte, 1 : 80

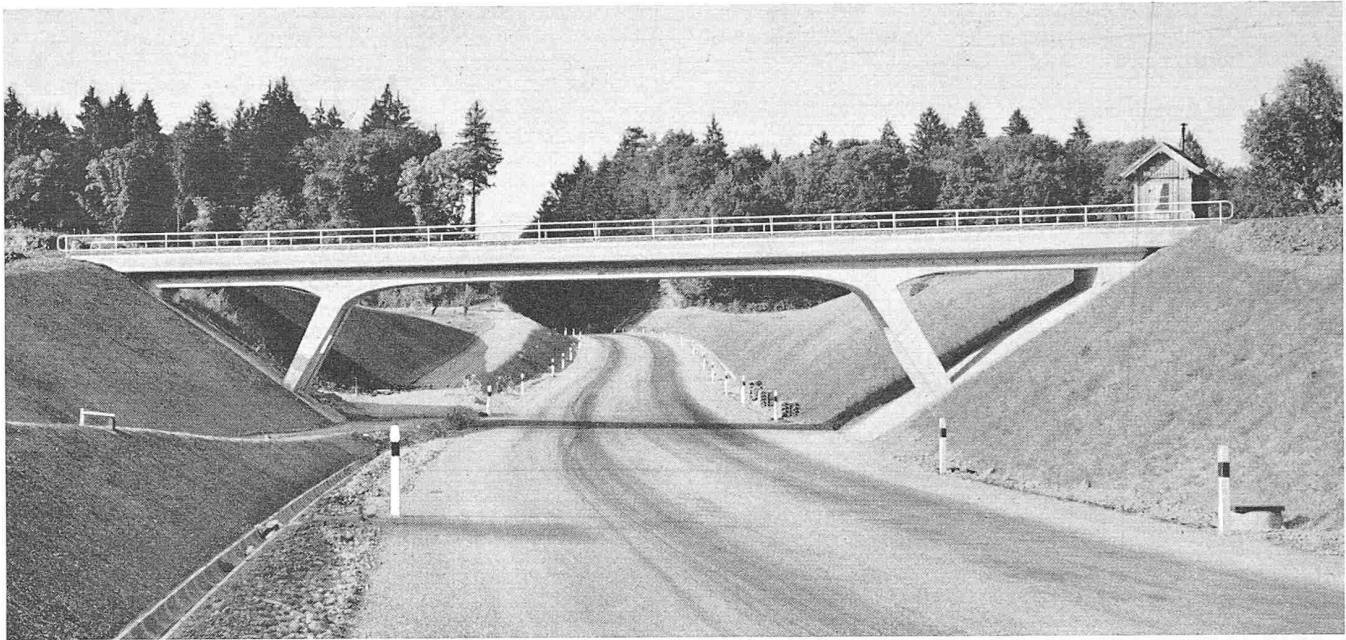


Bild 1. Die Stigli-Brücke der SBB bei Andelfingen, aus Süden

(siehe «Bulletin Technique de la Suisse Romande» 1956, Nr. 17) wurde für die Ausführung das vorliegende Rahmensystem mit V-Stielen gewählt. Der dreifeldrige Rahmen ist durch vier Schrägstiele abgestützt, welche unten paarweise auf den selben Fusspunkt zulaufen. Für die Brückentafel kam nur eine Spannbetonplatte in Frage, da die Bauherren (Kanton Zürich und SBB) eine rissefreie Konstruktion verlangten. Es dürfte dies die erste Rahmenbrücke in Spannbeton der SBB sein; dies verpflichtete zu einer besonders sorgfältigen Behandlung des Bauvorhabens in statischer und konstruktiver Hinsicht.

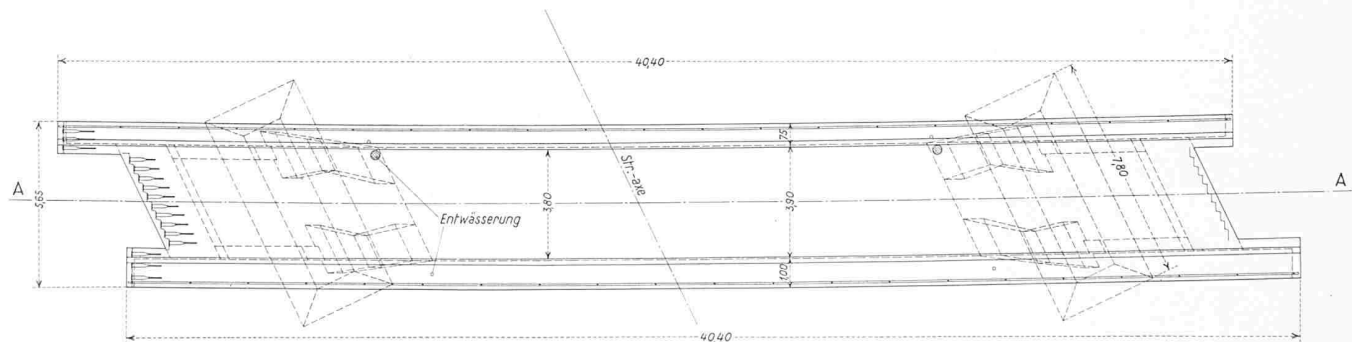
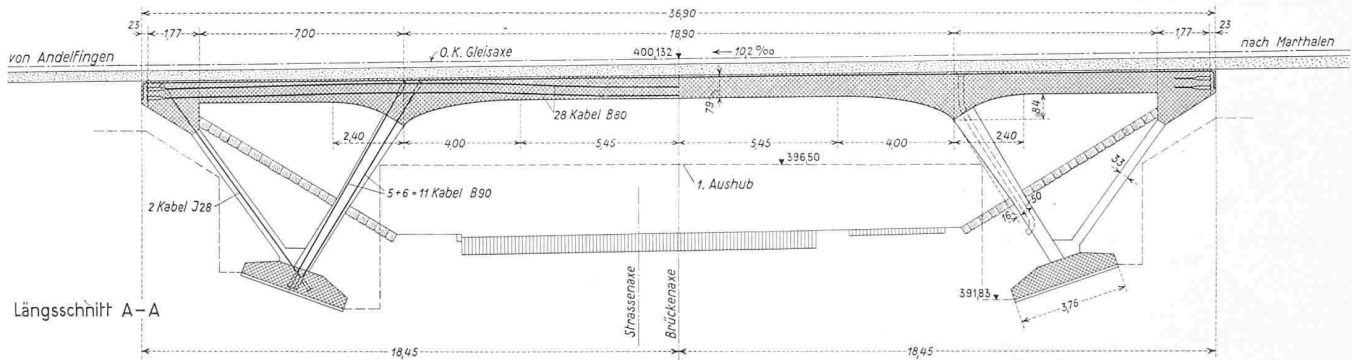
Das gewählte System bietet folgende wichtigste Vorteile:

1. Wegfallen eigentlicher Widerlager mit Lagerplatten usw.
2. Wegfallen von irgendwelchen Fugen mit den unvermeidlichen Dichtungsproblemen.
3. Nur zwei Fundamente sind zu erstellen und trotzdem erhält man die Vorteile einer dreifeldrigen Brückentafel.
4. Sehr gute Sichtverhältnisse auf der Strasse.

5. Besondere Wirtschaftlichkeit des Systems.
6. Günstiges statisches und dynamisches Verhalten des Rahmens (siehe Abschnitt III und V).

Eine Eigenart des Systems liegt darin, dass sich alle vier Rahmenecken sowohl horizontal als auch vertikal verschieben. Diese Bewegungen sind sehr klein und ohne Einfluss auf das Gleis, da die Deformationen der Gleisbettung unter den Verkehrslasten ein Mehrfaches davon ausmachen. Ausserdem wird infolge der Einschüttung der Stiele ein Teil der Horizontalkräfte durch den passiven Erddruck aufgenommen.

Besonderes Augenmerk hat man auch der Querschnittsbildung der Brückentafel gewidmet. Unter Vermeidung der bisher üblichen Abdeckplatten, Dichtungsbleche usw. wurde nach einem klaren, einfachen Betonquerschnitt gesucht. Die vorliegende Ausführung hat den grossen Vorteil, dass das Schotterbett und die beidseitigen Gehwegkonsolen in Höhe und Lage mit dem normalen Planumprofil der SBB übereinstimmen und sich deshalb saubere Anschlüsse an die



Bilder 3 und 4. Grundriss und Längsschnitt, 1 : 250

beidseitigen Bankette ergeben. Es gilt auch hier der Grundsatz des Einordnens der Brücke in die Gesamtanlage ohne schroffen Profilwechsel.

III. Statische Berechnung

Vorgängig der endgültigen statischen Berechnung und Festlegung der Abmessungen wurde der Einfluss von Gelenken an verschiedenen Stellen der Schrägstiele untersucht. In Bild 5 sind die vier typischen Systeme mit den Momenten-

linien für Eigengewicht der Brückenplatte dargestellt. Es ergibt sich hieraus, dass die Anordnung von Gelenken auf die Grösse der Momente im Mittelfeld nur einen geringen Einfluss hat (0 bis max. 6%). Die äusseren Schrägstiele nehmen — dank ihrer rd. 16 mal grösseren Schlankheit als die Brückenplatte — fast keine Momente auf und können deshalb für die Berechnung als gelenkig verbunden angenommen werden (die Differenz zwischen System 1 und 4 ist praktisch = 0).

Der biegezugfeste Anschluss der inneren Schrägstiele erhält seine Bedeutung erst durch den Einbezug der horizontalen Belastung, d. h. der Bremskräfte. Aus Bild 6 sieht man den grossen Unterschied zwischen dem Momentenverlauf infolge Bremskraft auf System 4 und 3 sowie, der Vollständigkeit halber, auf einen Rechteckrahmen. Die günstige Wirkungsweise des Systems 4 rechtfertigt die ziemlich starke Ausbildung der inneren Schrägstiele sowie deren biegezugsteife Verbindung. Auf Grund dieser Untersuchungen entschloss man sich zur Ausführung des gelenklosen Rahmens mit den starken inneren und den schlanken äusseren Schrägstielen. Zur Vereinfachung der Berechnung benützte man als Grundlage das System 4 mit oberem und unterem Gelenk für den äusseren Schrägstiel. Die Schiefe der Brücke konnte um so eher vernachlässigt werden, als die Systemlängen schief gemessen wurden, während sich gemäss früheren Modellversuchen eher eine Tragwirkung parallel der kürzeren Diagonale einstellen wird. Es liegt in dieser Annahme also noch eine gewisse Sicherheitsmarge.

Die statische Berechnung des Systems wurde nach dem Drehwinkelverfahren durchgeführt (siehe Rahmentragwerke von Rich. Guldán, Wien 1952, Springer-Verlag). Hierbei wurden folgende Lastfälle untersucht: 1. Eigengewicht; 2. Nutzlasten für Hauptbahnen, Lokomotiven von 132 t; 3. Gleichzeitige Bremskraft von drei Lokomotiven; 4. Schwinden; 5. Temperaturänderungen; 6. Ungleichmässige Fundamentsenkungen von ± 1 cm; 7. Windlast; 8. Vorspannung.

Für die Ermittlung der Momente, Querkräfte und Auflagerdrücke infolge Nutzlast wurden insgesamt 23 Einflusslinien ermittelt und ausgewertet. Die Zusammenstellung der maximalen und minimalen Momente zeigt eindrücklich die grossen Unterschiede zwischen den Extremwerten. So kann z. B. über dem inneren Schrägstiel das grösste negative Moment schwanken zwischen -62 mt und -985 mt; eine Folge der ungünstigsten Kombinationen der vielen untersuchten Belastungsfälle.

IV. Vorspannung

Auf Grund der Grenzwertmomente und Normalkräfte wurden die notwendigen Kabelspannkkräfte ermittelt. Bei der Brückenplatte ergab sich als grösster Wert eine Kraft von 2035 t (neben dem inneren Schrägstielanschluss), beim inneren Schrägstiel selbst war der entsprechende Wert 807 t und beim gelenkigen äusseren Schrägstiel betrug die grösste Zugkraft 40,3 t und die grösste Druckkraft 125,5 t. Mit diesen Kabelkräften wurden die Grenzen der ohne Zugspannungen möglichen Kabellängen («fuseau limite») ermittelt und darauf

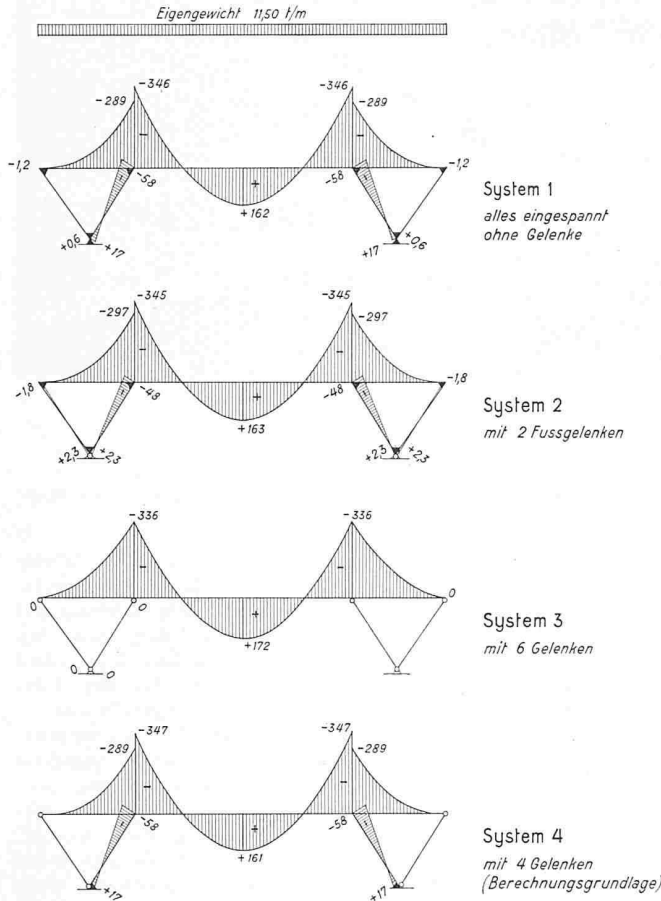


Bild 5. Momentenverlauf infolge Eigengewicht für vier verschiedene statische Systeme. Momente in mt

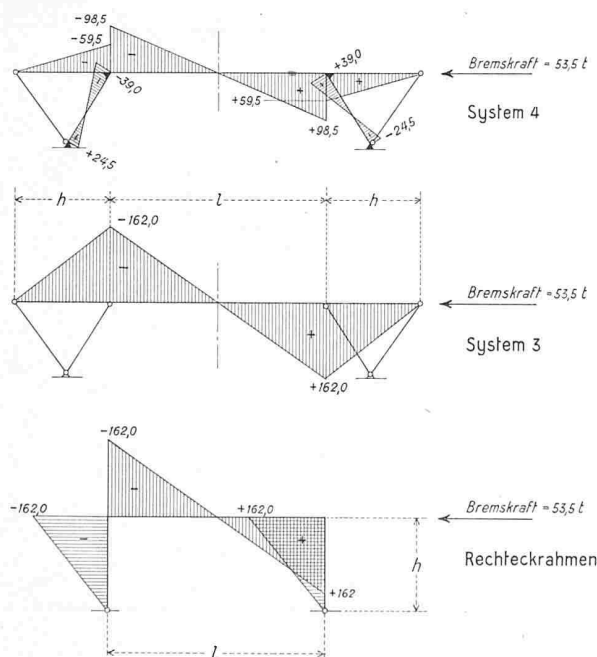


Bild 6. Vergleich der Momente infolge der Bremskraft auf System 4, System 3 und Rechteckrahmen. Momente in mt

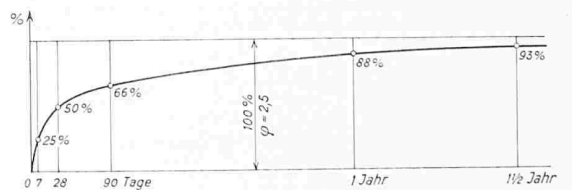
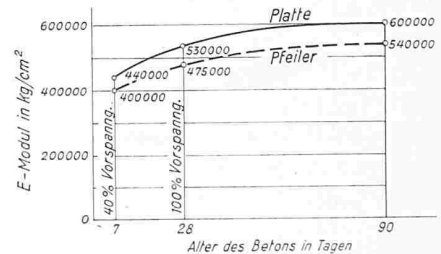


Bild 7. Oben zeitlicher Verlauf der Crösse des E-Moduls nach Y. Guyon, unten Kriechkurve nach M. Caquot

die definitive Kabellage so eingezeichnet, dass sich aus der Vorspannung keine Zwängungen, d.h. keine Zusatzmomente ergaben. Diese sogenannte formtreue Vorspannung (cables concordants) ist bei statisch unbestimmten Systemen immer am Platze, sofern die Dimensionen des Systems mit dem natürlichen Verlauf der Momente übereinstimmen und keine anderen Gründe (wie Herabsetzung des Horizontalschubes mit Rücksicht auf schlechten Boden) besondere Massnahmen erheischen.

Der Spannungsnachweis erfolgte in sämtlichen 15 gerechneten Schnittstellen, wobei die grössten Randdruckspannungen 145 kg/cm² betragen. Die Bruchsicherheit wurde für verschiedene Querschnitte nachgewiesen sowohl nach Mörsch als auch nach der EMPA-Formel. Sämtliche Werte liegen zwischen 2,3 und 3,8, sie gewähren also mehr als die heute vorgeschriebene 1,8fache Sicherheit. Die Rissesicherheit schwankt zwischen 2,1 bis 3,8 und liegt damit auch erheblich über dem verlangten Wert von 1,25.

Für die Vorspannung wurden die bekannten Kabel BBRV verwendet. In der Brückenplatte befinden sich 28 Kabel B 90, im inneren Schrägstiel 11 Kabel B 80 und in der äusseren Schräge 2 Kabel J 28. Die Stahldrähte sind mit 104 kg/mm² beansprucht und wurden in einer ersten Etappe nach fünf Tagen für die Aufnahme des Eigengewichtes zu 40 % und nach 28 Tagen zu 100 % vorgespannt. Die Zugkräfte unter den Ankerplatten wurden nach Y. Guyon ermittelt; sie sind durch entsprechende Horizontal- und Vertikalbewehrung aufgenommen.

V. Messungen am ausgeführten Objekt

Die erstmalige Anwendung dieses Tragsystems für eine Eisenbahnbrücke liess es wünschenswert erscheinen, möglichst weitgehende Messungen am ausgeführten Objekt durchzuführen. Es galt vor allem, die folgenden Punkte abzuklären:

1. statisches und dynamisches Verhalten des Systems (Uebereinstimmung mit der Berechnung),
2. Messen der effektiven Endspannungen am Bauwerk (langfristig nach dem Kriechen),
3. Abklären der Deformationen der Brücke im Zusammenhang mit den Kriech- und Schwindwirkungen.

Für Punkt 1 wurde vor Inbetriebnahme der Brücke eine Belastungsprobe mit zwei Lokomotiven Ae 4/7 zu je 118,2 t durchgeführt. Gemessen wurden die Durchbiegungen mittels Uhren, die Dehnungen mit Tensometern und die Schwingun-

gen wurden durch mechanische Schwingungszeichner auf Wachspapier registriert. Für die Messung der effektiven Spannungen wurden Dehnungsmesstreifen in Aralditblöcke eingegossen und in der Brücke einbetoniert. Es wurden total 22 Mess-Stellen installiert und die Messkabel ebenfalls im Beton zu einem zentralen Messkasten in der seitlichen Böschung geführt. In jedem Aralditblock waren zwei Dehnungsmesstreifen angeordnet, einer in der Hauptspannungsrichtung und der andere senkrecht dazu. Gemessen wurde nur die Differenz zwischen den beiden Messrichtungen unter Berücksichtigung der Querdehnung. Dadurch konnten die Einflüsse von Temperaturdifferenzen und isotropem Schwinden eliminiert werden, abgesehen von den Zwängungen, die aus der statischen Unbestimmtheit des Tragsystems hervorgehen und vernachlässigt werden können. Die langfristigen Deformationen endlich wurden mittels Präzisionsnivelements bestimmt. Dank dem guten Baugrund (Kies) und dessen Vorbelastung im Einschnittprofil waren keine Verfälschungen infolge Fundamentsetzungen zu erwarten.

Die Grösse des Elastizitätsmoduls wurde auf Grund des Belastungsversuches mit der Lokomotive bestimmt (Uebereinstimmung der Spannungsdiagramme in Bild 9). Die ermittelten E-Module von 600 000 kg/cm² für die Platte und 540 000 kg/cm² für die Schrägstiele nach 90 Tagen sind grösser als nach den üblichen Formeln berechnet. Diese Erscheinung deckt sich mit den Erfahrungen bei anderen vorgespannten Brückenbauten. Die Ursache konnte bis heute nicht restlos abgeklärt werden, teilweise ist sie eine Folge der Querdehnung (mehraxige Spannungszustände). Die zeitliche Veränderung der Grösse des E-Moduls wurde gemäss den Angaben von Y. Guyon berücksichtigt (siehe Bild 7).

Die statischen Versuche zeigen ein vollkommen elastisches Verhalten der Brücke und eine gute Uebereinstimmung mit der Berechnung sowohl für den Belastungsversuch mit der Lokomotive, als auch für die zweite Vorspannetappe (60 % der Kabelkraft, Bilder 8 und 9). Die Differenzen der gemessenen und gerechneten Durchbiegungen bei der Vorspannung

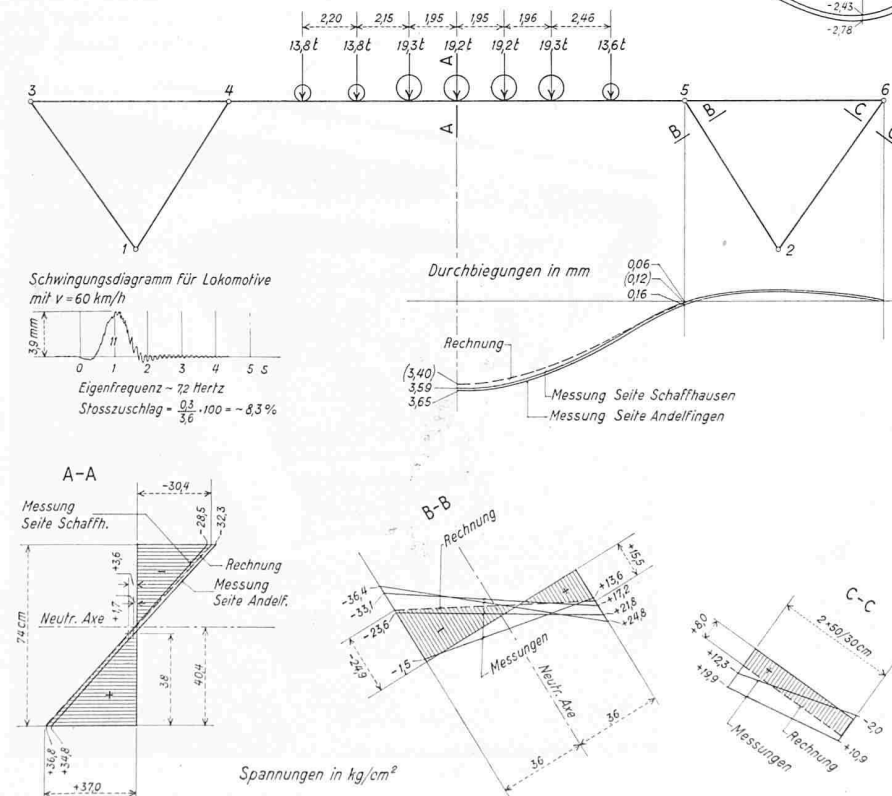


Bild 8. Deformationen und Spannungen für die zweite Vorspannetappe (60%)

Bild 9 (links). Deformationen und Spannungen für eine Lokomotive in Feldmitte

sind eine Folge des Kriechens, da die beiden Nivellements drei Tage auseinanderliegen.

Um das dynamische Verhalten zu prüfen, wurden Fahrten einer Lokomotive mit Geschwindigkeiten von 20 bis 75 km/h vorgenommen. Die grössten Amplituden und typischsten Schwingungsbilder ergaben sich bei einer Geschwindigkeit von 60 km/h und die daraus errechneten Stosszuschläge betragen max. nur 8,3 % (Berechnung: 30 %). Die Eigenfrequenz lässt sich zu ungefähr 7,2 Hertz abschätzen und die Dämpfung ist ähnlich wie bei anderen Spannbetonbrücken.

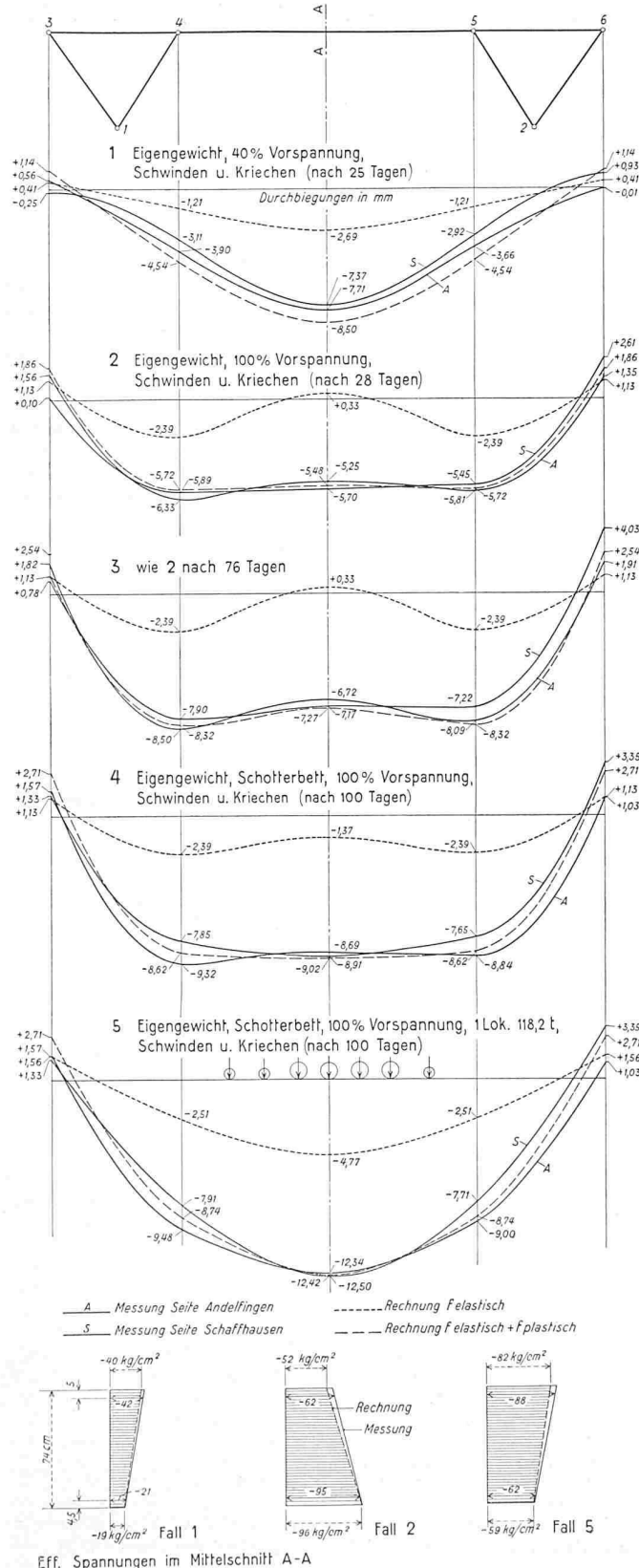


Bild 10. Deformationen und Spannungen nach 25, 28, 76 und 100 Tagen

Von besonderem Interesse sind die Ergebnisse der langfristigen, elektrischen Dehnungsmessungen und die daraus sich ergebenden Endspannungen. Die ersten Nullablesungen wurden bereits vor dem Betonieren der Brücke und die letzte Ablesung nach 28 Tagen, d. h. nach der zweiten Vorspannetappe gemacht. Die Streuungen der einzelnen Messresultate sind z. T. erheblich, immerhin zeigen die in Bild 10 dargestellten Mittelwerte der Spannungsdiagramme eine gute Uebereinstimmung mit der Berechnung.

Die in einem Zeitraum von 100 Tagen durchgeführten sechs Präzisions-Nivellements geben Aufschluss über die Deformationen der Brücke. Für die Rechnung wurde eine Kriechzahl $\varphi = 2,5$ und der zeitliche Ablauf nach der Kurve von M. Caquot (Bild 7) angenommen. Das Schwinden wurde entsprechend der S. I. A.-Norm Nr. 162 berücksichtigt ($\epsilon = 0,10$ bis $0,30$). In Bild 10 sind die Ergebnisse für vier verschiedene Zeitpunkte bzw. Lastzustände zusammengestellt. Es zeigt sich auch hier eine sehr gute Uebereinstimmung mit der Rechnung. Bemerkenswert ist vor allem, dass sich die Brücke beim Vorspannen nicht vom Lehrgerüst abhebt, ferner der relativ grosse Anteil der Deformationen infolge Riegel- und Stielverkürzung. Die totale elastische und plastische Durchbiegung infolge Eigengewicht und Vorspannung nach 100 Tagen ergibt in Feldmitte 8,8 mm. Die max. elastische Durchbiegung für die Lokomotive beträgt in Feldmitte 3,6 mm, d. h. rd. $1/5200$ der Spannweite, was als besonders klein zu bezeichnen ist. Vorteilhaft wirkt sich aus, dass die Bewegungen der Brückenenden nur sehr klein sind.

Abschliessend kann festgestellt werden, dass sich das Objekt sowohl in statischer als auch in dynamischer Hinsicht einwandfrei verhalten hat. In keinem Belastungszustand sind Zugspannungen aufgetreten, im Gegenteil sind noch erhebliche Druckreserven vorhanden und die ganze Konstruktion ist vollständig rissefrei. Die elastischen und plastischen Deformationen entsprechen ebenfalls den Berechnungen.

VI. Ausführung und Baukosten

Mit den Arbeiten für die Hilfsbrückenfundamente begann man Ende September 1955. Auf Vorschlag des Brückenbaubüros der SBB, Kreis III, wurde das Bahngleis auf drei Hilfsbrücken von je 14 m Länge verlegt und das Objekt unter diesem Provisorium ohne Verschiebung der Gleise erstellt. Die Fundamente der Hilfsbrücken wurden im Schlitzverfahren hergestellt, die Endwiderlager als Betonwände und die Mittelwiderlager mittels Stahljochen, für die provisorische Löcher in der neuen Brückenplatte ausgespart werden mussten. Dieser Arbeitsvorgang hat sich sehr gut bewährt und die Behinderung der Bauarbeiten war erträglich. Einzig das

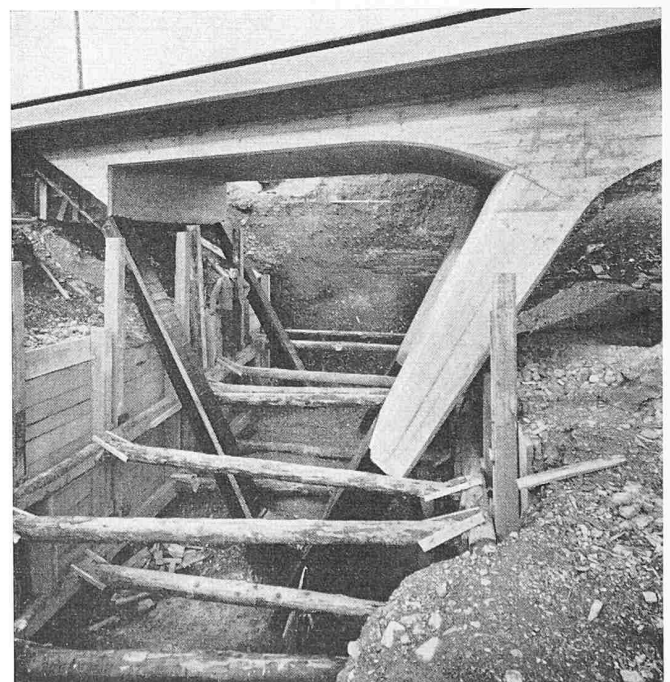


Bild 11. V-Stiel

Alle Photos Wolf Benders Erben, Zürich

Verlegen und Vorspannen der Kabel in den Schrägstielen bot etwelche Schwierigkeiten wegen der knappen Platzverhältnisse neben den Hilfsbrücken. Die Schalungen wurden durchwegs aus 50 mm starken, gleich breiten und gehobelten Brettern mit Nut und Kamm ausgeführt und alle Kanten 6 cm breit abgefast. Das Lehrgerüst war direkt auf den Untergrund abgestützt und mit Absenkvorrichtungen versehen. Nachdem die Fundamente betonierte waren, folgte das Betonieren der gesamten übrigen Konstruktionen in einem Zuge und zwar in der Zeit vom 27. bis 29. Dezember 1955. Dank der hohen erreichten Würfeldruckfestigkeiten (nach 28 Tagen 499 bis 541 kg/cm²) konnte die Brücke bereits nach dem Vorspannen der ersten Etappe, d. h. sieben Tage nach dem Betonieren, vollständig ausgeschalt werden. Ende Januar, nach einer Bauzeit von vier Monaten, war die Brücke fertig injiziert. Durch den Kälteeinbruch im Februar 1956 wurde die Fertigstellung verzögert, immerhin konnte die neue Brücke am 5. April in Betrieb genommen werden.

Das Bauvorhaben benötigte folgende Baustoffe: Beton 192 000 m³, Torstahl 16,7 t, Vorspannkabel 8,0 t.

Die gesamten *Kosten* einschl. Honorare stellen sich wie folgt: Bahneigene Arbeiten wie Hilfsbrücken, Oberbau, Bahnbewachung usw. rd. 40 000 Fr., Brücke rd. 152 000 Fr., total 192 000 Fr. oder auf den Quadratmeter Grundriss umgerechnet (Länge zwischen Endwiderlager mal Breite): Bahneigene Arbeiten 215 Fr./m², Brücke 815 Fr./m², total 1030 Fr./m². Diese Kosten dürfen als ausserordentlich niedrig bezeichnet werden, und es ergibt sich hieraus die interessante Tatsache, dass die von der SBB errechneten kapitalisierten Kosten für

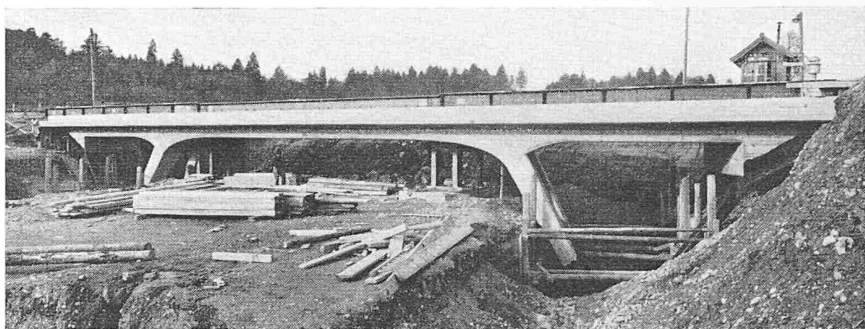


Bild 12. Bauzustand mit eiserner Hilfsbrücke

Betrieb und Unterhalt des Niveaüberganges höher sind als die Kosten der ganzen Brücke. Vielleicht bedeutet diese Feststellung einen Anreiz zur Beseitigung der übrigen vielen Niveaübergänge in der Schweiz.

Zum Schluss möchte ich allen Beteiligten, die zum guten Gelingen des Werkes beitrugen, meinen besten Dank aussprechen. Vorab ist es das Verdienst von Dipl. Ing. H. Stüssi, Brückeningenieur des Kantons Zürich, und Dipl. Ing. H. Denzler, Sektionschef für Brückenbau des Kreises III der SBB, dass diese neuartige Brücke ausgeführt werden konnte. Die Bauleitung besorgte Dipl. Ing. H. R. Wachter vom Brückenbaubüro der SBB, während die Bauarbeiten von der Bauunternehmung *Gebr. Pfister* in Andelfingen ausgeführt wurden. Den beiden letztgenannten ist insbesondere die mustergültige Ausführung mit den sauberen Sichtbetonflächen zu verdanken. Die Messungen am ausgeführten Objekt wurden in gewohnt sorgfältiger Art unter der Leitung von Dipl. Ing. Schlumpf von der Generaldirektion der SBB ausgeführt.

Adresse des Verfassers: Mühlebachstrasse 164, Zürich 8.

Das abenteuerliche Leben eines alten G.E.P.-Kollegen

Fortsetzung von S. 602

In Deutsch-Ostafrika, 1908 bis 1910

Mich beseelte nur der einzige Gedanke: Hinweg von diesem unglückseligen Ort! Ich wollte allein sein mit meinem Schmerz. Intuitiv begriffen dies auch meine treuen Leute — immer musste ich staunen über den diesem Naturvolke angeborenen Takt. Ohne ein Wort zu wechseln steuerten sie an Kilwa vorbei nach dem Nordende des Sees, wo Träger angeworben wurden für die Ueberlandreise nach dem Tanganjikasee. Unbemerkt rissen die Sorgen des Alltags mich aus meiner Apathie, denn ich musste jagen, um Fleisch für meine Leute zu bekommen. Weil die Karte nur weisse Flecken zeigte und ich Gegenden durchkreuzte, wo noch kein Weisser einen Fuss hingestellt hatte, fing ich an, meine Route zu kartographieren. So erwachte aufs Neue die Liebe zur Natur — Urwald und Steppe in bezaubernder Abwechslung, öfters die reinste Parklandschaft. Ein Jägerparadies, belebt von farbigem Vogelscharen.

Nach Wochen wurde die Station der Weissen Väter am Tanganjikasee erreicht, wo Bischof Roelens mich herzlich empfing und zu meiner Ueberraschung mit vielen Phasen meiner Abenteuer vertraut war. Die Mär von der weissen Prinzessin hatte auch ihn intrigiert; seine Missionare hatten Kasuba besucht und der Tom-tom-telegraph hatte ihn über die Tragödie und meine Abreise auf dem laufenden gehalten. Seine Trost Worte waren Balsam für meine wunde Seele, und er flösste mir wieder Begeisterung für die Ingenieurtätigkeit ein, indem er erzählte, wie die Deutschen die Eisenbahnlinie nach Tabora bauten, die sie dann gewiss auch nach dem Tanganjikasee weiterführen würden. Das freie, faszinierende Jägerleben hatte es mir jedoch angetan, und da empfahl er mir die reiche Wildgegend rund um den Ruckwasee. Lachend fügte er hinzu: «Sie können sich vielleicht einen Namen machen, indem Sie die Ursache des rätselhaften, periodischen Verschwindens dieses Sees herausknobeln. Einer unserer Missionare, der den fast trockenen See durchquerte, wurde beinahe das Opfer der plötzlich, mitten in der Nacht, wiederkehrenden Gewässer.»

In der schönen Kathedrale von Baudouinville erlebte ich sodann einen eindrucksvollen Palmsonntag. Die Kirche glich einem wogenden Meer von begeistert geschwenkten Palmenwedeln, das Resultat jahrelanger, aufopfernder Arbeit der

Mission. Im Missionsboot reiste ich nun über den Tanganjikasee nach Bismarckburg. Man muss sich das Wasserbecken vorstellen: 600 km lang und 50 km breit, umsäumt von Bergketten. Früher war ich einmal fast verunglückt in einem bösen Sturm, aber diesmal war das Wasser spiegelglatt. Wenn ab und zu eine Brise aufstach, hissten die zehn Mann die Segel und hörten auf zu rudern.

Es war eine glorreiche Reise und allzu früh erreichten wir Bismarckburg (Bild 14). Da lernte ich deutsche Gründlichkeit kennen. Leutnant Lincke kam selber nach dem Landungssteg, um zuzusehen, dass alles gesetzlich vor sich ging. Die Kongo-Ruderer durften gar nicht an Land, meine Lasten wurden von Askari hinauf nach der Boma¹¹⁾ getragen; und jeder Mann, der Ostafrika betreten wollte, musste gegen Schlafkrankheit geimpft werden. Nun hatten meine treuen Leuten es mir schon früher zögernd klar gemacht, dass es für sie allmählich Zeit würde, nach Hause zurückzukehren, und von Impfen wollten sie überhaupt nichts wissen. So musste hier im Boot Abschied genommen werden. Allen stan-

11) Boma = Festung



Bild 14. Die Boma Bismarckburg am Tanganjikasee