

DER KORROSIONSSCHUTZ ALS BAUPROBLEM.

Von Dipl.-Ing. H. Heberling, Pullach bei München.

Übersicht: Ersatz ausländischer Rohstoffe durch einheimische. — Auswirkung der Rohstoffkrise auf die Reichsbahnvorschriften. — Die Unterrostung und ihre Bekämpfung. — Spachteln und Phosphatieren der Eisenteile. — Konstruktive Rostverhütung.

In Vorveröffentlichungen¹ wurde dargetan, daß nach zahlreichen behördlichen Vorschriften, insbesondere denen der Reichsbahn, als Grundiermittel für Eisen- und Stahlteile Bleimennige in reinem Leinöl als Bindemittel vorgeschrieben ist. Diese Vorschriften bestehen auch heute noch. Lediglich die Zeitverhältnisse haben es mit sich gebracht, daß man gegenwärtig in steigendem Maße bestrebt ist, Bleimennige und Leinöl ganz oder teilweise durch Stoffe von gleicher oder annähernd gleicher Wirksamkeit zu ersetzen, die möglichst dem heimischen Markte entnommen werden können.

Wer dieser Frage näher tritt, der muß sich zunächst darüber im klaren sein, daß eine völlige Umstellung des Rostschutzmarktes sozusagen „über Nacht“ nicht möglich ist. Selbst die versuchsweise Änderung der bislang üblichen bewährten Methoden erfordert eine mehrjährige Bewährungsfrist, wenn ihre Anwendung im großen nicht zu schweren Mißerfolgen führen soll. Weiterhin wird häufig übersehen, daß man nicht etwa für einen scheinbaren Vorteil um so größere Nachteile in Kauf nehmen darf. So verhält es sich beispielsweise mit dem Vorschlag, die Bleimennige durch ein heimisches Gemisch aus (angeblich rostschützendem) Eisenrot mit etwas Zinkoxyd zu ersetzen, das zum Streichfertigmachen nicht weniger als zwei bis dreimal mehr Leinöl als erstere erfordert. Der wirtschaftliche Sinn dieses Vorschlags ist nicht recht einzusehen, da das Leinöl bekanntlich schwer zu beschaffen ist.

Vielleicht den einzig möglichen Ausweg scheint die Reichsbahn gefunden zu haben, indem sie bis auf weiteres ein 20proz. Verschneiden der Bleimennige mit Schwerspat angeordnet hat. Der Schwerspat steht uns in unbegrenzter Menge zur Verfügung und ist als Verschnittmittel für Bleifarben seit Jahrzehnten hinreichend erprobt: Er ist spezifisch schwer, sehr hart, chemisch nahezu unangreifbar und setzt das Ölaufnahmevermögen der beigemengten Pigmente erheblich herab. Wenn seine Verwendung — entgegen den ursprünglichen Erwartungen — auch keine relative Verbesserung der Bleimennige im Gefolge hat, so wurde doch einwandfrei erwiesen, daß Lebensdauer und Schutzwirkung der betr. Anstriche bei Anwendung der nötigen Sorgfalt innerhalb erträglicher Grenzen bleiben.

Immerhin wird man bis zur Beilegung der Rohstoffkrise mit einer durchschnittlich etwas geringeren Haltbarkeit der Anstriche rechnen müssen. Es empfiehlt sich daher, besondere Maßnahmen gegen die sog. Unterrostung zu treffen, von der minder quellungsbeständige Anstriche nur allzuleicht betroffen werden. Man versteht darunter, wie der Name schon sagt, eine Form des Eisenrostes, die sich vorwiegend unter der Anstrichdecke weiterentwickelt und die daher mit Recht als besonders gefährlich und heimtückisch gilt. Äußerlich macht sich der Unterrost häufig nur durch ein örtliches Auftreten von Rostpunkten oder durch streifenförmige Rostbildung über der Filmdecke (meist in Richtung der Pinseltäler) oder durch ein stellenweises Sichabheben der Filmdecke und Blasenziehen bemerkbar. Schält man die betr. Stellen vorsichtig ab, so zeigt sich, daß sich der Rost nicht nur unmittelbar darunter, sondern auch unter den benachbarten Filmpartien festgefressen hat, die scheinbar noch fest auf dem Eisen haften.

Am häufigsten tritt die Unterrostung infolge mechanischer Überanspruchung oder gewaltsamer Beschädigung des Eisens auf.

In allen derartigen Fällen muß die beschädigte Stelle sofort ausgebessert werden, denn hat sich der Rost einmal in stärkerem Maße darin eingenistet, so ist seine weitere Ausbreitung nicht mehr zu verhindern. Vor allem aber ist darauf zu achten, ob das Eisen vor dem Aufbringen des Schutzüberzugs vollkommen trocken war bzw. ob sich während des Abrostens ein neuer Niederschlag von Kondenswasser gebildet hat. Es ist stets von Vorteil, wenn man die ersten Schutzmaßnahmen schon während des Abrostens oder zumindest unmittelbar darauf in Angriff nimmt, indem man beispielsweise das Eisen vorsorglich mit einer hauchdünnen Schicht von Leinölfirnis überzieht.

Eine wirksame Vorbeugungsmaßnahme gegen die Unterrostung stellt das Spachteln² der Eisenteile dar. Hierzu wären am besten hydraulische (d. h. wasserbindende) Stoffe geeignet, beispielsweise also solche, welche größere Mengen Zement enthalten. Leider erweist sich der Zement schon deshalb als unbrauchbar, weil sich seine Wirksamkeit in dünner Schicht zu rasch erschöpft. Den besten Rostschutz gewährleisten solche Ölspachteln, die einen möglichst hohen Anteil an reinem Bleiweiß enthalten. Das Bleiweiß nimmt nämlich unter sämtlichen Spachtelpigmenten insofern eine Ausnahmestellung ein, als es vermöge seiner chemischen Eigenart in der Regel einen gewissen Prozentsatz Ölbestandteile zu binden. Dabei entstehen neue Verbindungen (sog. Bleiseifen), die ausgesprochen wasserabweisende Eigenschaften besitzen und die daher ein weiteres Durchsickern des beim Schleifen zurückgebliebenen oder durch die undicht gewordene Filmdecke eingedrungenen Wassers verhindern³.

Darüber hinaus wurde neuerdings eine Reihe chemischer Verfahren ausgearbeitet, die auf dem Gedanken beruhen, auf Eisenteilen begrenzter Abmessungen eine Schicht von schwerlöslichen phosphorsauren Salzen zu erzeugen. Das wohl bekannteste und verbreitetste davon, das Parker-Verfahren, macht sich den Umstand zunutze, daß das Eisenphosphat gleichzeitig in zwei chemisch und morphologisch verschiedenen Unterarten — als saures und neutrales Salz — auf der Metallfläche niedergeschlagen werden kann⁴. Auf ähnlichen Voraussetzungen beruht das Atrament-Verfahren, während das Bonder-Verfahren sich von den vorgenannten dadurch unterscheidet, daß das Phosphatbad kupferhaltige Zuschläge erhält, die eine beschleunigte Ausbildung der Phosphatschicht im Gefolge haben.

Diese künstlichen Überzüge werden in der Bautechnik wohl erst dann größere Bedeutung erlangen, wenn es einmal gelingen sollte, Flächen beliebiger Abmessungen rasch und nicht zu kostspielig damit zu bewältigen. Im übrigen gilt für sie das gleiche wie für die unter dem Namen Walzhaut oder Hammerschlag bekannte Schicht von blauschwarzem Eisenoxyduloxyd, die sich beim Walzen bzw. Hämmern des Formeisens bildet und die die Haftfestigkeit des Erstanstrichs ebenso wie die Rostsicherheit im allgemeinen jedenfalls um einen erheblichen Betrag erhöht. Sie stellen demnach

² Unter „Spachteln“ versteht man zweckmäßig getönte Gemische von Weißfarben mit Kreide und anderen saugfähigen Materialien, die meist erst unmittelbar vor Gebrauch mit etwa 5–8% schnell und hart trocknender Bindemittel angerieben und mit Hilfe von Verdünnungsmitteln auf die jeweils erforderliche Konsistenz gebracht werden. Die Spachteln sollen den Anstreichgrund erhärten und seine Unebenheiten ausgleichen.

³ Vgl. den Anfangsteil dieser Aufsatzfolge: Bauing. 11 (1930), S. 669.

⁴ Es entstehen infolgedessen Kristallite von verschiedener Größe, die in enger Zusammenlagerung eine sehr dichte „Packung“ ergeben. Vgl.: Liebreich, E.: Die Parkerisierung, Z. angew. Chem., 43 (1930), S. 769.

¹ Vgl. Bauing. 15 (1934), S. 208.

gerade unter den gegenwärtigen Zeitumständen eine wertvolle Ergänzung des Anstrichs dar, wenn sie auch keinesfalls imstande sind, ihn ganz oder teilweise zu ersetzen.

Schließlich sei nochmals in Erinnerung gebracht, daß man sowohl bei Neubauten wie auch beim Umbau veralteter Konstruktionsteile durch geeignete Maßnahmen konstruktiver Art der Unterrostung bis zu einem gewissen Grade vorbeugen und die Ausbesserungs- und Instandsetzungsarbeiten leichter und billiger gestalten kann. Beispielsweise wird beim Bau von Brückenabschlüssen häufig unberücksichtigt gelassen, daß auch die unteren Enden der Hauptträger für die Entrostungs- und Anstrichgeräte

jederzeit leicht erreichbar sein müssen, jedenfalls so, daß der mit der Ausführung beauftragte Arbeiter genügend Bewegungsfreiheit hat. Besondere Beachtung ist u. a. der Vermeidung von Wassersäcken zu widmen, die eine Anreicherung von Regenwasser und Schnee, aber auch von Staub und Schmutz im Gefolge haben. Es muß dem Konstrukteur überlassen bleiben, im Einzelfalle jeweils die bestmögliche Lösung zu finden⁵.

⁵ Näheres in dem sehr aufschlußreichen Artikel von Adrian: Konstruktionswinke für den Korrosionsschutz im Stahlbau. Farben-Ztg. 39 (1934), S. 1146 u. 1170.

MASSNAHMEN ZUR NUTZBARMACHUNG VON TUNNELN FÜR LUFTSCHUTZZWECKE.

Von Prof. Dr.-Ing. Tölke, Karlsruhe.

Gelegentlich des italienischen nationalen Wettbewerbes für die Errichtung von Luftschutzanlagen und Luftschutzkellern hielt der Sektionspräsident des italienischen Staatsrats für öffentliche Arbeiten, Ingenieur Guisepppe Pini, vor der Königlichen Akademie des Ingenieurwesens in Rom einen Vortrag über die notwendigen Maßnahmen zur schnellen Umwandlung bestehender oder geplanter Tunneln in Großluftschutzkeller für die großstädtische Bevölkerung, der in den „Annali dei Lavori Pubblici“ vom Mai 1935 abgedruckt ist.

Im Hinblick darauf, daß die Organisation des italienischen Luftschutzes schon im Jahre 1932 gesetzlich geregelt wurde und seitdem einen weitgehenden Ausbau erfahren hat, dürften die Ausführungen des Ingenieurs Pini gerade im gegenwärtigen Augenblick von besonderem Interesse sein.

Das italienische Gesetz vom 20. Dezember 1932 unterscheidet bezüglich der Herrichtung von Tunneln als Großluftschutzkeller fünf Hauptgruppen, und zwar:

1. Tunneln für Straßenbahn- und Verkehrsstraßen,
2. Untergrundbahn-Tunneln,
3. Eisenbahn-Tunneln, soweit sie Vorstadtbahnen betreffen und nicht für den Betrieb von Durchgangszügen benötigt werden,
4. Bergbahn-Tunneln,
5. Tunneln für verschiedenartige Zwecke.

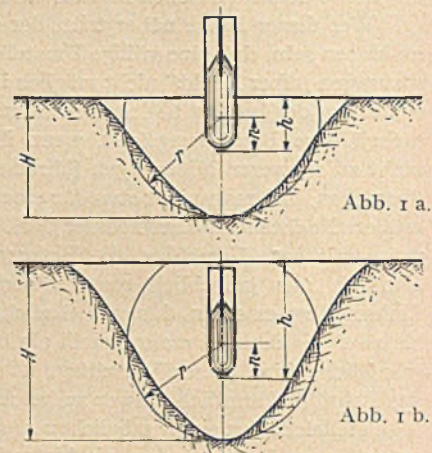
Im Artikel 2 dieses Gesetzes sind die Anforderungen aufgeführt, welche an die für den Luftschutz in Frage kommenden Tunneln vom Standpunkt der Sicherheit und der Zugänglichkeit gestellt werden müssen, und zwar wird in erster Linie folgendes verlangt:

- a) Eine ausreichende Überdeckung, sei es von Natur aus oder durch künstliche Maßnahmen,
- b) ausreichende Zugänge,
- c) Vorrichtungen zu einem doppelten Abschluß der Tunneln an jedem Ende (einer nach außen und einer nach innen hin mit dazwischenliegender Luftkammer),
- d) Pflasterung mit Oberkante in Schienenhöhe,
- e) künstliche Belüftung,
- f) vom Städtetz unabhängige Beleuchtung,
- g) Aborte, Verbandsräume und derlei Nebenanlagen.

Pini wirft nun zunächst die Frage auf, welche Tunneln als Großluftschutzkeller in Betracht zu ziehen sind. Die Straßenbahn- und Verkehrsstraßentunneln in Großstädten können im Falle eines Fliegerangriffes jederzeit in Großluftschutzkeller umgewandelt werden, da der städtische Bahnbetrieb selbstverständlich sofort eingestellt werden muß. Die Untergrundbahn-Tunneln dienen im Falle eines Fliegerangriffes in erster Linie dazu, die Bevölkerung von den Stadtzentren in die Außenbezirke zu befördern und scheiden daher solange als Großluftschutzkeller aus, als ihr Betrieb aufrecht erhalten werden kann. Da bei den Stationen der Untergrundbahnen bei Alarm mit einem außerordentlichen Andrang der Bevölkerung zu rechnen ist, sind die Untergrundbahn-Tunneln insofern auszubauen, als die Stationen mit ausreichenden unterirdischen Aufenthaltsräumen auszustatten sind, die im Ernstfalle als Luftschutzkeller dienen sollen. Die Eisenbahntunneln befinden sich in bezug auf ihre Verwendung als Luftschutzkeller in einer

ähnlichen Lage wie die Untergrundbahn-Tunneln. Sie werden nur verhältnismäßig selten für Luftschutzzwecke in Anspruch genommen werden können. Um so wichtiger ist es, daß sie gegen Sprengbomben hinreichend geschützt sind, um die Sicherheit des Betriebes und der Fahrgäste zu gewährleisten. In den Bergbahn-Tunneln kommen vor allem die Bahnsteige der unterirdischen Stationen für den Ausbau in Frage; sie sind, soweit solche vorhanden sind, mit geeigneten Zugängen zu versehen.

Das angeführte Gesetz sieht vor, daß diejenigen großstädtischen Tunneln, deren zeitweilige oder gänzliche Betriebsunterbrechung im Kriegsfall möglich ist, als Großluftschutzkeller hergerichtet werden. Hierbei muß nach Vorkehrungsmaßnahmen unterschieden werden, die dauernd sind, und nach solchen, die im Mobilmachungsfalle in Erscheinung treten.



Art der Bombenwirkung.

Pini setzt sich dann eingehend mit den Wirkungen der Sprengbomben auseinander und den verschiedenen Formeln, die für die Wirkungssphäre der Sprengbomben entwickelt wurden. Gemäß Abb. 1 a und 1 b ist es hierbei von maßgebender Bedeutung, ob die Bombe völlig im Boden bzw. in dem getroffenen Körper verschwindet oder nicht.

Das italienische Gesetz vom Jahre 1932 geht bezüglich der erforderlichen Überdeckung von Bomben verschiedenen Gewichtes aus, die aus 1000 m Höhe abgeworfen werden. Die für die Bemessung zugrunde zu legenden Abmessungen des Sprengtrichters sind aus der nachfolgenden Tabelle ersichtlich.

Gewicht der Bombe kg	Abmessungen des Sprengtrichters					
	Gewöhnliche Erde		Kiesboden		Fels	
	Durchmesser m	Tiefe m	Durchmesser m	Tiefe m	Durchmesser m	Tiefe m
100	5	3	—	—	—	—
250	15	6	5	3	—	1,50
500	20	8	8	3	—	—
800	30	12	10	4	4	3

Der Ingenieur Barsini, der sich besonders eingehend mit den mechanischen Wirkungen der Sprengbomben beschäftigt hat und auf dessen Autorität Pini des öfters Bezug nimmt, ist der Auffassung, daß nach den kürzlich in Mailand ausgeführten praktischen Versuchen die Sicherheit der Flieger bei Luftangriffen aus großer Höhe außerordentlich stark ist und daß infolgedessen damit gerechnet werden muß, daß die Bomben im Ernstfalle aus erheb-

lich größeren Höhen als 1000 m abgeworfen werden. Er hält demzufolge die Annahmen des Gesetzes vom Jahre 1932 für weit überholt und glaubt, daß die Zugrundelegung einer Abwurfhöhe von 4000 m den tatsächlichen Verhältnissen wesentlich besser Rechnung tragen würde.

Andererseits ist man heute, nach den Mailänder Versuchen, der Auffassung, daß den schweren Bomben über 300 kg Gewicht für Luftangriffe künftig eine geringere Bedeutung zufällt, einmal, da die Flieger beim Bombenabwurf viel lieber zahlreiche kleinere Bomben abwerfen, um ein größeres Feld bestreichen zu können und andererseits, weil z. B. drei Bomben von je 300 kg Gewicht eine größere örtliche Zerstörung hervorrufen, als eine einzige Bombe von 1000 kg. Man ist der Auffassung, daß die großen Bomben nur einem Angriff gegen ganz bestimmte Gegenstände vorbehalten bleiben werden. Bezüglich des Bombengewichtes scheinen hiernach die oben angeführten Vorschriften des italienischen Gesetzes von 1932 viel zu weit gegangen zu sein.

Unter Berücksichtigung der gesammelten Erfahrungen schlägt Pini vor, die für Luftschutzzwecke in Frage kommenden Tunnels so zu sichern, daß sie Bomben mit einem Normalgewicht von 250 kg, die aus 4000 m Höhe abgeworfen werden, widerstehen können. Auf Grund der verschiedenen Formeln, die für die Abmessung der Sprengtrichter entwickelt wurden, verlangt Pini unter Einbeziehung einer gewissen Sicherheit, daß die Überdeckungshöhe für Fels oder Beton mindestens 2,50 m und für erdiges Material mindestens 14 m beträgt. Zwischen diesen Grenzwerten empfiehlt er je nach der Dichtigkeit und Beschaffenheit des Überdeckungsmaterials zu interpolieren. Es sind in Italien Versuche geplant, um die erforderliche Überdeckungshöhe für verschiedene Materialien festzustellen, auf Grund deren dann entsprechende Vorschriften erlassen werden sollen.

In einer gewissen Entfernung vom Eingang verfügen die Tunnels meist über eine mehr als hinreichende Überdeckungshöhe. Um auch die Eingangszonen mit für Luftschutzzwecke verwenden zu können, ist für den Fall der Mobilmachung in Italien vorgesehen, durch Auflegen von Sandsäcken die erforderliche Sicherheit für die Eingangszonen bereitzustellen (vgl. Abb. 2).

Pini weist dann noch besonders darauf hin, daß man bei den Neuanlagen von Untergrundbahnen mit größerem Abstände wie bisher die Straßenkreuzungspunkte unterfahren und die Tunneldecken möglichst in Eisenbeton-Plattenkonstruktion ausführen sollte. Ferner empfiehlt er, die Straßen an den Kreuzungspunkten als armierte Betonstraßen auszuführen.

Der Abschluß der Tunnels ist aus Abb. 3 ersichtlich. Die Sicherung gegen die Wirkung der Sprengbomben, also gegen Splitterwirkung, aufgewühlte Steine und Detonationsdrucke, übernimmt der kräftige Außenabschluß, der insoweit als Mauerwerk ausgeführt wird, wie es das Lichtraumprofil gestattet (vgl. Abb. 3 b).

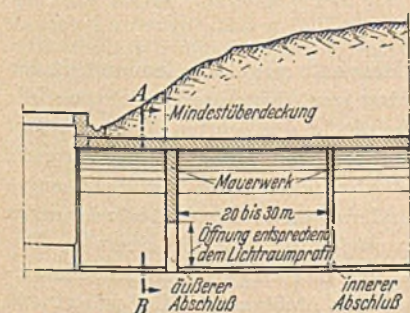


Abb. 2. Sicherung der Tunnelleingänge.

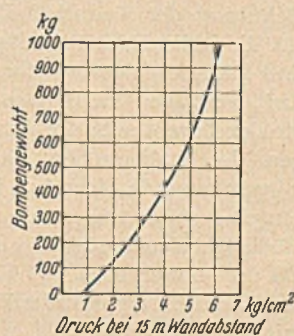
Der wesentlich dünnere innere Abschluß dient dem Schutze gegen Gas- und Brandbomben. Zwischen beiden Abschlüssen befindet sich eine Luftkammer von 20—30 m Länge, in der einerseits die Neutralisierung eventuell eindringender Gas- und Kampfstoffe er-

folgt und in der andererseits verspätet eintreffende und bereits mit Gas infizierte Schutzsuchende eine geeignete Vorbehandlung erfahren.

Bezüglich des Abstandes des äußeren Abschlusses vom Tunneleingang weist Pini darauf hin, daß Bombensplitter von 10—12 kg Gewicht in nächster Nähe des Sprengtrichters Stahlbleche von 15 mm, Holzwände von 13 cm und Mauern von 45 cm Dicke glatt durchschlagen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß Bruchsteinmauerwerk, wie überhaupt Mauerwerk, Bombensplittern gegenüber viel empfindlicher ist als Beton, Eisenbeton oder Stahl. Die drei letzteren werden in der Regel durchschlagen, während Mauerwerk meist zerstört wird. Man muß daher bei gemauertem Außenabschluß weiter vom Eingang wegbleiben, als bei einem solchen in Beton oder Eisenbeton.

Die Explosionswelle, die sich zu Anfang mit einer Geschwindigkeit von tausenden von Metern fortbewegt, wird außerordentlich schnell gebremst; beispielsweise hat sich die Geschwindigkeit nach Durchlauf einer Strecke von 26 m bereits auf 400 m/s vermindert. Da der Explosionsdruck auf den Außenabschluß im entsprechenden Maße sinkt, ist die Frage des Abschlußabstandes vom Eingang auch von dieser Seite her eingehend zu untersuchen. Pini bemerkt, daß z. B. eine Bombe von 1000 kg Gewicht auf eine Wand in 20 m Abstand einen Explosionsdruck von 5 kg/cm² und auf eine solche in 40 m Abstand einen Druck von 2 kg/cm² ausübt.

Abb. 4 zeigt den Verlauf des Explosionsdruckes auf eine Wand in 15 m Abstand in Abhängigkeit vom Bombengewicht nach Schoßberger („Bautechn. Luftschutz“, Berlin 1934). Hiernach ergibt sich für die von Pini zugrunde gelegte Normalbombe von 250 kg Gewicht in 15 m Abstand der beträchtliche Druck von 3 kg/cm² oder 30 t/m².



Neben der Explosionshauptwelle muß auch noch die rücklaufende Welle in den Kreis der Betrachtungen gezogen werden, die die Auffüllung des

bei der Explosion entstehenden Vakuums bewirkt und die beträchtliche Unterdrucke hervorzurufen vermag. Die Erfahrung lehrt, daß Bomben, die in der Nähe von Gebäuden platzen, Füllungen und dünne Wände nach außen eindringen, was nur durch eine starke Sogwirkung erklärt werden kann.

In jedem Falle sollte man den Außenabschluß hinreichend weit vom Tunneleingang wegsetzen, damit die durch die Explosion hervorgerufenen Druck- bzw. Sogwirkungen in mäßigen Grenzen gehalten und die Gewichte der beweglichen Verschlüsse nicht zu groß werden. Dies ist nicht nur vom Standpunkt der Wirtschaftlichkeit, sondern auch von dem der leichteren Manövrierbarkeit bei plötzlichen Luftangriffen empfehlenswert.

Die Schwingungen, die beim Auftreffen von Sprengbomben in der näheren Umgebung ausgelöst werden, dürften nach den Erfahrungen, die man in Italien gelegentlich verschiedener schwerer Erdbeben gesammelt hat, keine Gefahr für die Tunnels darstellen. Einmal haben die Bombenschwingungen eine viel kleinere Amplitude als die der Erdbebenstöße und sind daher weniger gefährlich, außerdem sind fast immer Stollen z. B. für Wasserkraftanlagen, die im Zentrum schwerer Erdbebenherde lagen, unversehrt geblieben. Dasselbe darf daher mit Recht von Tunneln unter Sprengbombenschwingungen erwartet werden.

Die Sicherung gegen Gas- und Brandbomben sieht Pini, wie bereits bemerkt, in einem hinter dem Außenabschluß liegenden Innenabschluß mit dazwischenliegender Luftkammer (Abb. 3). Der Innenabschluß soll den Eintritt von Gasen sowie von aggressiven und entzündbaren Flüssigkeiten in den Tunnel unmöglich machen, die durch die Außenkammer hindurchgeschlüpft sein könnten. Die Zwischenkammer soll diese Wirkung noch verstärken, indem etwa eingetretene Kampfstoffe dort neutralisiert werden. Ferner wird durch diese Kammer verhindert, daß Leute, die bereits infiziert sind, mit der im Tunnel befindlichen Bevölke-

Abb. 3 a. Tunnelabschluß.

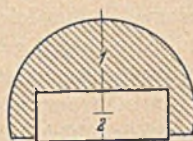
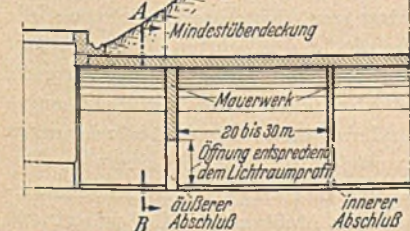


Abb. 3 b.

rung in Berührung kommen. Diese werden in der Zwischenkammer entgast bzw. neutralisiert oder einer ärztlichen Behandlung zugeführt.

Die Dichtung der Verschlüsse und Türen des inneren Abchlusses erfolgt durch Abdecken mit Kautschukgeweben, die mit Gasschutzmitteln getränkt sind. Außerdem sind sämtliche Fugen durch Gummischlauchdichtungen von der Innenseite her hermetisch verschlossen. Um zu verhindern, daß zum Ersticken führende Kampfstoffe evtl. durch unterirdische Wasseradern in den Tunnel hineingeschleppt werden, läßt man alle Quellen, die mit dem Oberflächenwasser irgendwie in Verbindung stehen, über Düker in die Abzugskanäle einlaufen oder man baut Schieber in die Rohre ein, die im Kriegsfall geschlossen werden. Eine weitere Sicherung besteht in der Gasmaske, in deren Gebrauch die Bevölkerung in weitem Umfange unterrichtet wird.

Bezüglich der Zugänge zu den Tunnels wird es als ausreichend angesehen, wenn diese in Abständen von 300—350 m angeordnet werden. Für die meisten Tunnels werden daher zwei Zugänge an den Enden ausreichen. Bei älteren Tunnels von größerer Länge wird es nicht immer leicht sein, einen oder mehrere mittlere Zugänge nachträglich anzuordnen. Bei Neubauten werden sich in vielen Fällen die ohnehin notwendigen Fenster für Zugangszwecke ausnutzen lassen.

Besonders eingehend beschäftigt sich Pini mit der Frage der Belüftung der Tunnels. Bei den großen alpinen Tunnelbauten für die italienische Staatsbahn hat man die Erfahrung gemacht, daß man bei angestrenzter Arbeit etwa 3‰ Kohlendioxid in der Luft vertragen kann, also etwa das siebenfache des normalen Kohlendioxidgehalts der Atmosphäre (0,4‰). Nach Untersuchungen des Italienischen Chemischen Zentralmilitärlaboratoriums können gesunde Menschen in Ruhe etwa die siebenfache Kohlendioxidmenge vertragen als bei angestrenzter Arbeit, was einem Höchstgehalt an Kohlendioxid von etwa 20‰ entsprechen würde. Da der Mensch etwa 18 l Kohlendioxid pro Stunde ausatmet, ergibt sich hiernach die erforderliche Luftzufuhr pro Person und Stunde mit rd. 1 m³. Pini hält es im Hinblick auf die verhältnismäßig kleinen Abmessungen der Tunnel für angebracht, die notwendige Luftzufuhr mit 2 m³ pro Person und Stunde einzusetzen.

Ferner hat sich gezeigt, daß die Zusammendrängung der Menschen in für Luftschutzzwecke eingerichteten Tunnels nicht stärker als 1 Person pro m² sein sollte. Als Beispiel führt Pini den Quirinaltunnel in Rom an (Abb. 5), der bei einer Breite von 14,5 m und einer nutzbaren Länge von 300 m (tatsächliche Länge 356 m) etwa

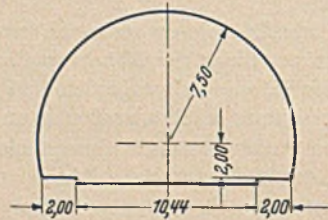


Abb. 5. Quirinaltunnel (Rom).

4300 Menschen Zuflucht gewährt. Dabei entfallen auf jede Person 7,5 m³ Luftraum. Bei dem obengenannten höchstzulässigen Kohlendioxidgehalt von 20‰ könnte es die Bevölkerung acht Stunden ohne künstliche Belüftung aushalten.

Hieraus könnte man schließen, daß für die große Mehrzahl der Straßenbahn- und Verkehrsstraßentunnels die künstliche Belüftung nur in ganz besonderen Fällen eingesetzt zu werden brauchte. Demgegenüber weist Pini jedoch darauf hin, daß der Autoverkehr in den Straßentunnels stets eine beträchtliche Anreicherung von Kohlendioxid und stickigen Gasen hervorruft, so daß beim plötzlichen Eintreten des Luftalarms bereits eine mehr oder weniger starke Luftverschlechterung vorhanden sein wird, die eine Lüftererneuerung notwendig erscheinen läßt. Da die letztere stets mit einem kleinen Überdruck von 5—10 mm Wassersäule verbunden ist, wird hierdurch gleichzeitig etwaigen Gasen der Eintritt in den Luftschutzkeller erschwert.

Außer den bereits erwähnten 2 m³ pro Person und Stunde, die für die Lüftererneuerung notwendig sind, verlangt Pini noch etwa 10 m³ pro Stunde für jede Laterne und 6 m³ pro Stunde für jede Pferdestärke der Verbrennungsmotoren. Ferner für jeden Abort das dreifache seines Volumens pro Stunde.

Bezüglich der Beleuchtung bemerkt Pini, daß diese unabhängig vom Stadtnetz sein muß, was leicht durch Einbau einer Wechselstrommaschine erreicht werden kann, die mit der Belüftungsanlage verbunden wird. Eine Wechselstrommaschine von 3 kW und 5 PS würde beispielsweise schon ausreichen, um einen 300 m langen Tunnel, wie den des Quirinale, durch 50kerzige Lampen in 10 m Abstand zu beleuchten.

An sanitären Nebenanlagen ist nach Pini folgendes erforderlich

- a) ein Verbandszimmer mit angeschlossener Lagerkammer für Sanitäts- und Gasschutzmaterial,
- b) ein Abort mit wenigstens acht Kabinen für je 1500 m² benutzter Tunnelgrundfläche,
- c) eine Lagerkammer für Ersatzteile und Werkzeug, für Feuerlöschungsmaterial, neutralisierende Flüssigkeiten, Ersatzgasfilter usw.,
- d) ein Trinkwasserbehälter von solcher Größe, daß für je 1500 m² ausgenutzter Grundfläche 10 m³ bereitstehen, mit Abzweigungen zu dem Verbandsraum, zu den Aborten, zu den Belüftungsanlagen und zur Zwischenkammer,
- e) eine Telefonanlage.

Alle diese Anlagen müssen bereits im Frieden vorgesehen werden, damit im Falle der Mobilmachung die Vorbereitungen zur Umstellung schnellstens getroffen werden können.

Nicht uninteressant dürfte die Kostenfrage sein. Für den bereits erwähnten Quirinaltunnel, der 4300 Personen Unterkunft gewähren kann, errechnet Pini einen Gesamtaufwand von 70000 RM bei 1,4 Mill. RM Baukosten. Verglichen mit den Segnungen, welche die Umstellung im Ernstfall für ein dichtbevölkertes Stadtviertel bedeutet, tritt der Mehraufwand von 5% der Baukosten vollständig in den Hintergrund, und es ist daher nur verständlich, wenn man in Italien so schnell wie möglich daran gehen will, die großstädtischen Tunnels so auszurüsten, daß sie jederzeit als Großluftschutzkeller benutzt werden können.

MESSUNG RASCH VERLAUFENDER LÄNGENÄNDERUNG MIT HILFE EINER KONDENSATORMESSDOSE.

Von Dr. K. Löffler, Stuttgart.

Die Erfassung der in Bau- und Maschinenteilen wirksamen Beanspruchungen durch rasch wechselnde Kräfte gewann in den letzten Jahren stark an Bedeutung. Die auftretenden, örtlichen Spannungen sind nur auf dem Umweg über die Längenänderungen zu erfassen. Meist handelt es sich dabei um die Größenordnung von $\frac{1}{1000}$ mm und um Schwingungszahlen von 0 bis etwa 300 in der Sekunde. Die Schwierigkeit der Messung solcher Längenänderungen liegt in der amplitudengetreuen Übertragung derselben auf das Meßgerät. Da nun alle Übertragungsglieder die am Meßobjekt auftretenden Stöße und Schwingungen mitmachen, so müssen die Eigenschwingungszahlen dieser Glieder sehr groß sein (über 1000 in der Sekunde), wenn durch Auftreten von Eigenschwingungen (die nicht zu vermeiden sind) das Meßergebnis nicht wesentlich gefälscht

werden soll. Ferner muß das Meßgerät mit einer Genauigkeit von mindestens $\frac{1}{1000}$ mm leicht eichbar sein. Eine Meßeinrichtung, die diesen Bedingungen genügt, wurde in den letzten Jahren in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart, Abt. Bauwesen entwickelt. Hierbei wurde das Verfahren angewandt, bei dem kleine Längenänderungen in Kapazitätsänderungen und diese in Stromänderungen umgeformt und von einem Oszillographen aufgezeichnet werden. Die Übertragung der Längenänderungen des Meßobjektes O auf den Meßkondensator erfolgt mit Hilfe zweier Bügel B, Abb. 1, die am Meßobjekt angebracht und zur Erzielung einer hohen Eigenschwingungszahl mit Rippen R ausgebildet sind.

Zwischen diesen Bügeln sitzt die Meßdose D und ein Meßstab

S, der die Abstandsänderungen der Bügel auf die Meßdose überträgt. Die Meßdose enthält eine feste, isolierte Platte P_1 , und eine bewegliche, an einer Membran M aufgehängten Platte P_2 . Durch die beiden kegelförmigen Lager A_1 und A_2 wird bei Verbiegungen des Meßobjektes die planparallele Lage der Kondensatorplatten erhalten.

Die Eigenschwingungszahl der Membran liegt sehr hoch, weil sie während der Messung mit Hilfe der Schraube C am oberen Bügel durchgebogen und vorgespannt wird. Die Schraube C ist als Mikrometer ausgebildet und dient zur Festlegung des Abstandes der Kondensatorplatten. Das zugehörige elektrische Meßgerät ist für den Anschluß an ein Wechselstromnetz gebaut, ebenso der Schleifenzillograph. Die Eichung der Meßeinrichtung erfolgt nicht am Meßobjekt selbst, sondern wird nachträglich unter denselben Bedingungen an einer Meßmaschine vorgenommen.

Die Meßeinrichtung hat sich bei Messungen an einer Eisenbetonstütze eines Turbinenfundaments gut bewährt¹; es ergab sich, daß der Einfluß der Bewegungen der Turbine bei Drehzahlen von 0 bis zur Normaldrehzahl auf diese Stütze nur gering und praktisch ohne Bedeutung war. Ferner konnten dynamische Eigenschaften von Betonprismen untersucht werden, an denen die Veränderung des Elastizitätsmoduls mit der Zahl der Lastwechsel in der Minute bestimmt wurde. Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt.

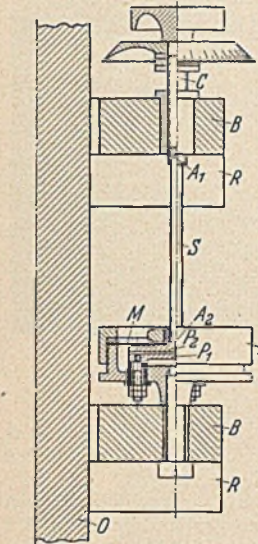


Abb. 1. Einrichtung zur Messung rasch verlaufender Längenänderungen.

Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt.

¹ Vgl. Graf, O.: Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus älterer und neuerer Zeit. Beton u. Eisen 33 (1934) S. 173.

Zahl der Lastwechsel in der Minute	Elastizitätsmodul kg/cm^2
0	264 000
55	271 000
85	273 500
110	275 000
160	279 000
250	280 500
330	284 000
500	284 000

Die Werte gelten für hochwertigen Beton bei einer Druckbelastung von 6 bis 120 kg/cm^2 .

Weitere Messungen mit der Einrichtung wurden an einer Eisenbahn-Stahlbrücke durchgeführt. Der Kondensator-Dehnungsmesser wurde hierbei an mehreren Brückenstäben angebracht, wo die Dehnungslinie während der Überfahrt verschiedener Lokomotiven aufgenommen wurde. Die bei diesen Messungen auftretenden unerwünschten Eigenschwingungen konnten durch geeignete Maßnahmen so weit unterdrückt werden, daß das Meßergebnis nur unwesentlich beeinflusst wurde. In Abb. 2 ist ein Oszillogramm

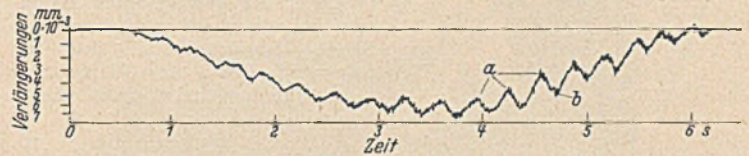


Abb. 2. Dehnungslinie eines Brückenstabes bei der Überfahrt einer Dampflokomotive.

wiedergegeben, das die Dehnungslinie eines Brückenstabes bei der Überfahrt einer Dampflokomotive darstellt². Die langsamen Schwingungen bei a sind durch die Lokomotive erregte Eigenschwingungen der Brücke, die schnelleren bei b rühren von Längsschwingungen des untersuchten Brückenstabes her.

² Vgl. Heft 76 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 12.

³ Näheres s. Schaechterle: Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Brücken. Stahlbau 8 (1935) S. 17.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hängebrücke über das Goldene Tor bei San Francisco.

Der Bau dieser weitest gespannten Brücke der Welt ist so weit fortgeschritten, daß ein kurzer Überblick über das Bauwerk und das bisher Geleistete allgemeines Interesse finden dürfte. Diese Hängebrücke überspannt das Goldene Tor, das ist die Einfahrt aus dem Stillen Ozean in die reich gegliederte und weite Bucht von San Francisco mit einer riesigen Öffnung von $1280,2 \text{ m}$ Stützweite.

Die Vorgeschichte¹ dieser von den Besitzern der Fährboote heiß bekämpften Verkehrsanlage führt etwa ein halbes Jahrhundert zurück. Ihre Verwirklichung ist nunmehr so weit vorgeschritten, daß das Gesamtbauwerk wohl fristgemäß im Frühjahr 1937 dem Verkehr übergeben werden kann, und damit die meisten Fährverbindungen in der Nord-Südrichtung endlich entbehrlich werden. Der schwierigste Teil der Arbeiten ist erledigt, insbesondere sind die Unterbauten fertig und die Aufstellung der beiden Stahlpylone beendet. Das Spinnen der Hauptkabel ist bereits im Gange.

Mit Rücksicht auf die starke Schifffahrt — durch das Goldene Tor geht der Verkehr des Hafens von San Francisco, in dem in den letzten Jahren durchschnittlich 40 Millionen t umgeschlagen wurden — und aus militärischen Gründen kam nur eine Brücke mit einer einzigen großen Öffnung in Betracht. Der Brückenzug überquert das Goldene Tor an der engsten Stelle, die rd. $1,6 \text{ km}$ breit und bis 115 m tief ist. Die Gezeitenströmung ist an dieser Stelle ungemein stark und erreicht auf der Südseite Geschwindigkeiten bis zu $3,5 \text{ m/s}$.

Eine große Bruchspalte in der Erdkruste geht nur in etwa 9 km Entfernung von dem Bauwerk vorbei. Eine Senkung an dieser Spalte verursachte das große Erdbeben von 1906, bei dem der größte Teil der Stadt San Francisco zerstört wurde. Nach den dauernden sorgfältigen Beobachtungen der Bewegungen muß man damit rechnen, daß sich solche Verderben bringende Erdbeben im Laufe jedes Jahrhunderts wiederholen. Die Brücke über das Goldene Tor war also, wie übrigens auch der Brückenzug über die Bucht von San Francisco nach Oakland, so zu bemessen, daß sie mindestens den oft wiederkehrenden Erdbeben mittlerer

¹ Vgl. den Bericht: Neue große Hängebrücken in den Vereinigten Staaten von Amerika. Bauing. 14 (1933) S. 330.

Stärke widerstehen kann. Man vergleiche hierzu das weiter unten Gesagte.

Der Meeresarm wird mit einer symmetrischen Hängebrücke überbrückt. Die Paralleldrahtkabel sind in der üblichen amerikanischen Bauweise in Betonklötzen verankert und in allen drei Öffnungen durch einen leichten Fachwerkbalken ausgesteift.

Die Hauptöffnung der Hängebrücke hat eine Spannweite von $1280,2 \text{ m}$, die beiden Seitenöffnungen eine solche von je $343,0 \text{ m}$. Auf beiden Seiten schließen sich noch verschiedene Nebenöffnungen an, wie aus der Gesamtübersicht (Abb. 1) zu erkennen ist. Die lichte Durchfahrthöhe beträgt in Brückenmitte $67,1 \text{ m}$ über MNW, ist also auch für die größten Seeschiffe reichlich.

Auf dem Südufer schließt eine stählerne Bogenbrücke von 97 m Weite an und daran ein in der Krümmung liegender 290 m langer Zug von kleineren Fachwerkbalken. Am Nordende liegt über dem Verankerungsbauwerk ein Eisenbetonviadukt und daran anschließend fünf Stahlfachwerkbalken auf Gerüstpfählern.

Als Verankerungsbauwerk für die Haupttragkabel sind schwere Betonklötze mit $18 \times 52 \text{ m}^2$ Grundfläche und je rd. $24 500 \text{ m}^3$ Beton vorgesehen, die auf festen Felsen gegründet sind. Das eine der beiden Ankerbauwerke ist in Abb. 2 sichtbar. Auf diesem Bild erkennt man deutlich die Enden der 61 Augenstabbetten mit je drei Gliedern, die in einbetonierten Ankerträgern enden. Mit diesen Augenstäben werden die 61 Stränge jedes der Tragkabel beim Spinnen verbunden.

Der nördliche Pylonenpfeiler liegt nahe am Ufer. Er konnte hinter Stahlpundwänden und Erdfangedämmen in offener Baugrube hergestellt werden. Das $24 \times 49 \text{ m}^2$ große Fundament konnte daher in 6 bis 10 m Tiefe leicht auf gesunden Fels gegründet werden. Der Pfeilerschaft verjüngt sich von $22 \times 46 \text{ m}^2$ an der Sohle auf $20 \times 41 \text{ m}^2$ an seiner $13,4 \text{ m}$ über MNW liegenden Krone. An der Spitze des Pfeilers wurde eine 180 t schwere Bewehrung eingebaut, um die großen Drucke der Pylonenpfosten gut auf die ganze Grundfläche zu verteilen. Nachdem dieser Hauptpfeiler im Juni 1933 fertig gestellt war, konnte hier die Aufstellung des ersten Stahlturmes beginnen.

Der südliche Pylonenpfeiler ist etwa 340 m vom Ufer im 30 m tiefen Wasser und in starker Strömung gegründet, wobei sehr große Schwierig-

keiten zu überwinden waren. Ursprünglich war dafür die Verwendung eines Senkkastens beabsichtigt, der im Schutz eines Fangedammes ab-

gesenkt werden sollte. Diese Gründungsart mußte jedoch nach verschiedenen Bauunfällen aufgegeben werden. Wegen seines Baues und endgültigen Gestaltung sei auf einen besonderen Bericht verwiesen².

Die Herstellung der Pylonenpfeiler und der Verankerungsklötze wurde an verschiedene Bauunternehmer vergeben, deren jeder also auf beiden Ufern zu arbeiten hatte. Es war daher zweckmäßig, die Betonherstellung auf jeder Seite zusammenzufassen und für beide Unternehmungen gemeinsam einem Unterlieferanten zu übertragen. Gleiches geschah für die Nebenarbeiten. Die Leistungsfähigkeit der gemeinsamen Betonmischanlage wurde zu je 120 m³ je Stunde festgelegt, so daß die 92 000 m³ Beton der Pfeiler und Verankerungen fristgemäß eingebaut werden konnten.

Die Stahlpylone, die je rd. 22 000 t Stahl enthalten sind am Fuß eingespannt und erreichen eine Höhe von 227,4 m über MNW. Ihre Pfosten haben zellenförmigen Querschnitt, der sich nach oben stark verjüngt (vgl. Abb. 3). Der größte von ihnen auf die Pfeiler übertragene Druck beträgt rd. 85 000 t.

Für die Form der Pylone waren schönheitliche Gesichtspunkte mit ausschlaggebend. Der verwendete zellenförmige Querschnitt ermög-

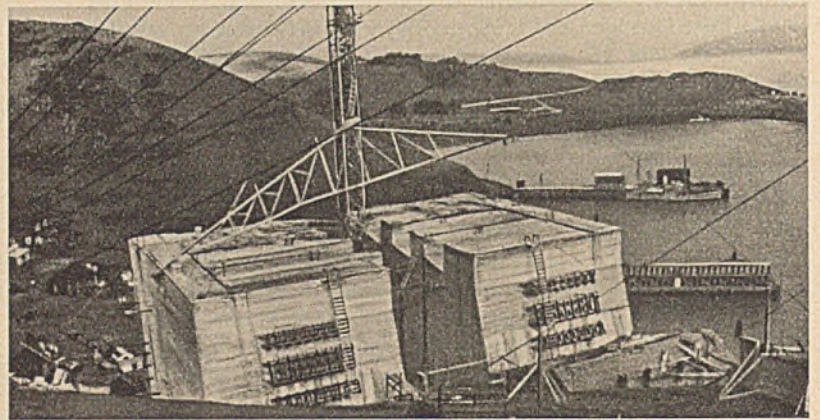


Abb. 2. Nördliches Verankerungsbauwerk mit den 2 x 6r Augenstäben.

lichte eine reiche Gliederung der Oberfläche, die durch die Querschnittsverkleinerung beim Aufhören gewisser Zellen an vier Stellen der Pfosten noch weiter stark unterstrichen wird.

Eine Verstrebung oberhalb der Fahrbahn wurde aus schönheitlichen Gründen als unerwünscht bezeichnet, unterhalb der Fahrbahn wurden zwei Felder mit gekreuzten Streben ausgeführt (vgl. Abb. 4). Die vier oberen Fachwerkriegel zwischen den beiden Pylonenpfosten wurden daher auch mit einem sägeartig gewellten Blech verkleidet. Einige Einzelheiten der Stahltürme und Schnitte durch die Pylonenpfosten sind aus der Abb. 3 zu entnehmen.

Die beiden Pfosten haben 27,43 m Mittenabstand, so daß die Fußwege an ihnen nicht gerade durchlaufen können. Sie sind in den Pfeilern eingespannt, die für diesen Zweck und zur Sicherung einer guten Lastverteilung auf 15 m Höhe die schon oben erwähnte Bewehrung erhalten haben. Bei ihrer Bemessung wurde eine waagrechte Kraft von 7 (bei den Pylonen) bzw. 10% (bei den Unterbauten) der lotrechten Lasten angenommen, um die Beschleunigungskräfte bei Erdbeben zu berücksichtigen.

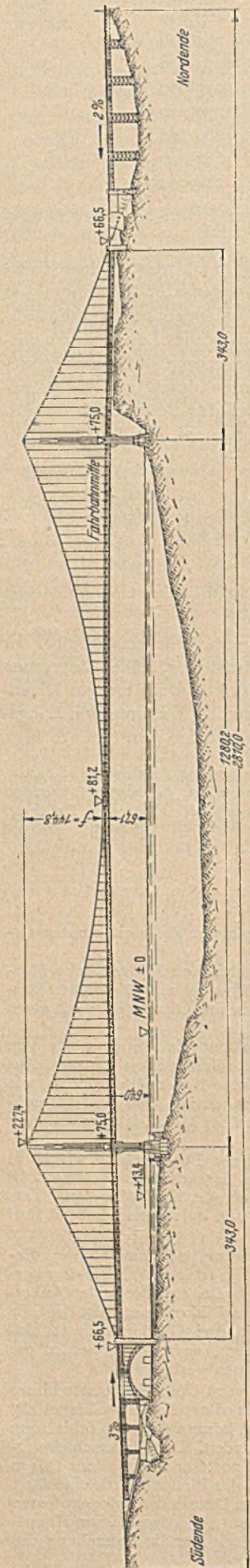


Abb. 1. Gesamtübersicht der Brücke über das goldene Tor bei San Francisco.

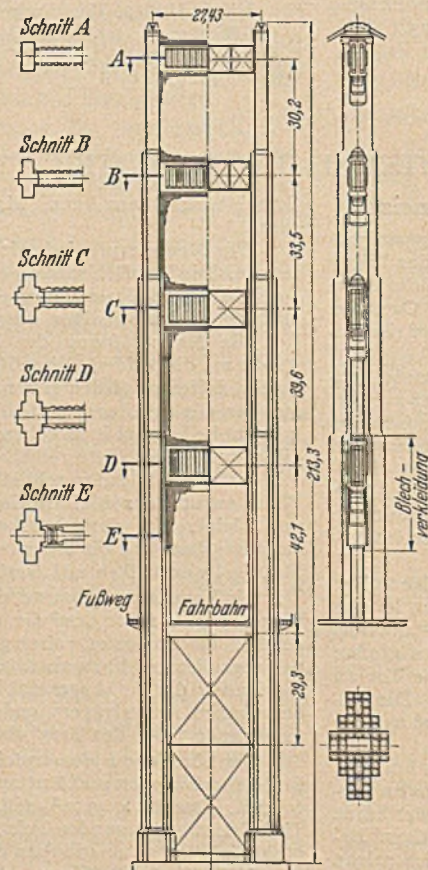


Abb. 3. Pylone. Links Ansicht, rechts Schnitt mit den Querverstrebungen, Schnitte durch die Pylonenpfosten.

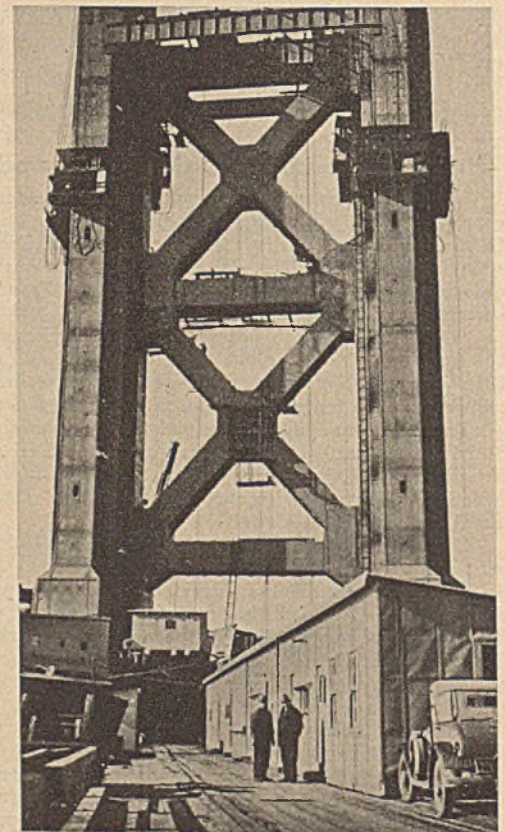


Abb. 4. Pylonenfuß und Verstrebung unter der Fahrbahn.

² Schwieriger Bau eines Pfeilers der Hängebrücke über das Goldene Tor bei San Francisco. Bauing. 17 (1936) S. 45.

sichtigen. Die Querschnitte wurden z. T. überbemessen, um die Ausbiegungen der Pylonenspitze nach beiden Richtungen zu begrenzen.

Die Querschnittsfläche der Pfosten nimmt von 48 600 cm² am Fuß bis auf 25 100 cm² an der Spitze ab.

Die Riegel sind auf besonders sorgfältige Weise durch große Eckbleche in die Pfosten eingebunden, um größtmögliche Rahmensteifigkeit zu erhalten. Baustoff der Pylone ist gewöhnlicher Baustahl (Kohlen-

stoffstahl), ausgenommen in dem obersten rd. 60 m langen Stück, in dem Siliziumstahl verwendet wurde.

Die Berechnung der Stahltürme wurde an einem 3,8 m hohen Modell im Maßstab 1 : 56 geprüft³. Die 0,4 mm dicken Stahlplatten des Modells wurden durch ein neues Widerstandsschweißverfahren verbunden. Auf das Modell brauchte nur ein Längsdruck von 17,2 t zu wirken, um die von den Kabeln ausgeübte Auflagerkraft von 54 400 t im Modellmaßstab zu ersetzen. Das Modell wurde in der Längsrichtung durch hydraulische Pressen gespannt, während die waagrechte Belastung in beiden Richtungen durch entsprechend verteilte und über Rollen umgelenkte Gewichte erzeugt wurde, so z. B. der in den einzelnen Öffnungen verschieden große Kabelzug, die Auflagerkräfte des Versteifungsbalkens und die Wind- und Erdbebenkräfte. Die größte Ausbiegung an der Pylonenspitze beträgt in Übereinstimmung von Rechnung und Modellversuch in der Querrichtung 0,33 m und in der Längsrichtung der Brücke 0,56 m.

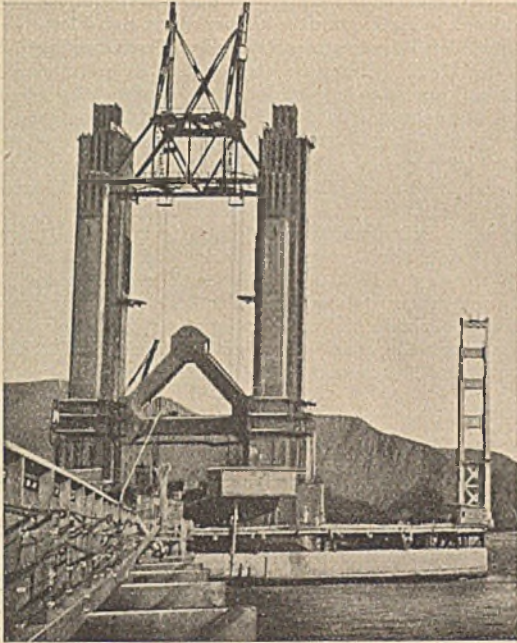


Abb. 5. Aufstellung der Pylone mit den Kletterderricks.

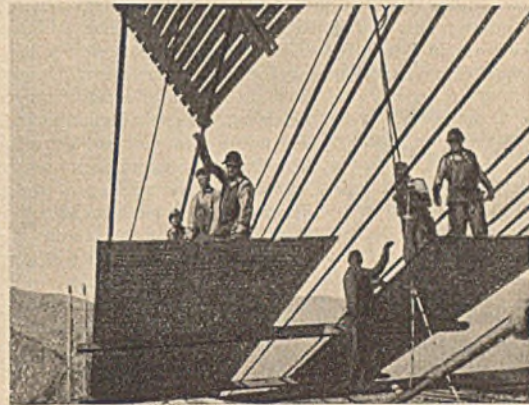


Abb. 7. Bau des Hilfssteges.

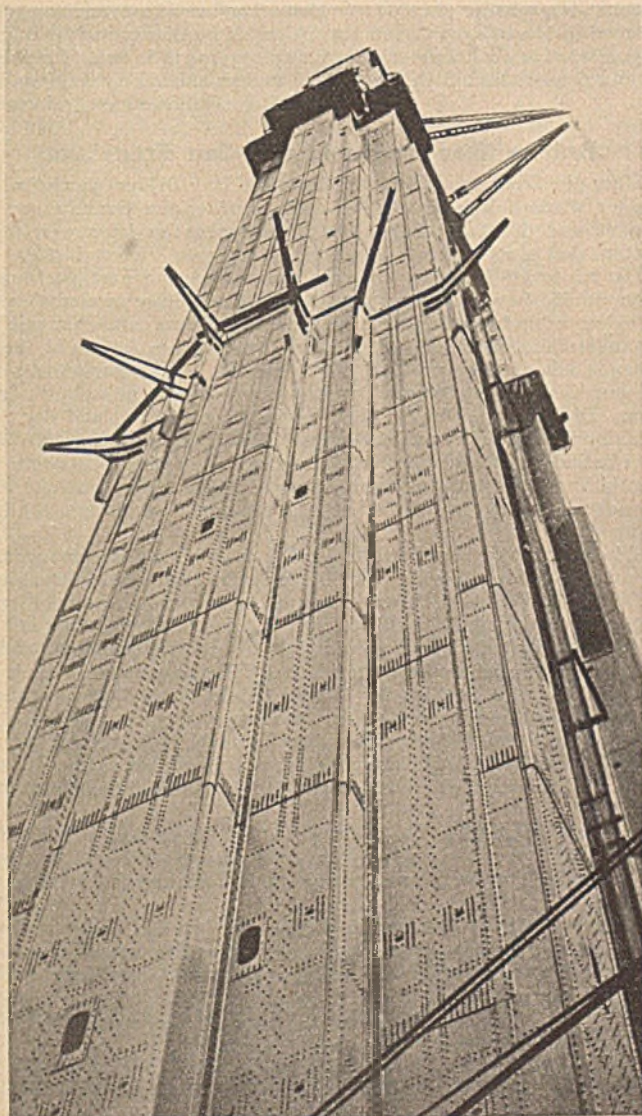


Abb. 6. Ansicht eines der Pylonenpfosten.

Auf die Pfeiler wurden zunächst 38 Gußstahlplatten von 7 t Gewicht nebeneinander gelegt und im Beton verankert. Diese Grundplatten wurden mit entsprechenden Platten am Pylonenfuß durch Schweißung verbunden. Die Aufstellung der Stahltürme am Südpfeiler begann am 1. Februar 1935 mit der Bereitstellung zweier 60 t-Krane. (Vgl. die Abb. 5 und 6.) Die Aufstellung der Stahlpylone sollte vertragsgemäß bis September 1935 beendet sein. Für jeden Tag der früheren Fertigstellung war eine Prämie von täglich 1500 Dollar und im gegenteiligen Falle 750 Dollar tägliche Verzugsstrafe vereinbart.

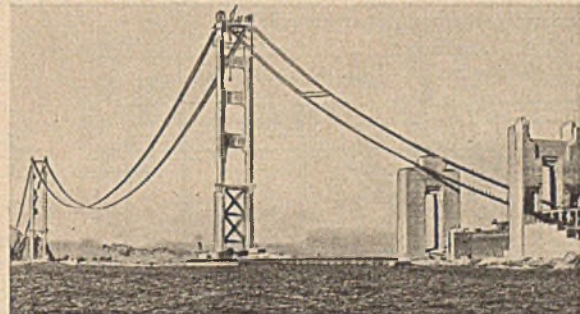


Abb. 8. Pylone mit den beiden Hilfsstegen.

Ende Juni war auch das zweite Pylon fertig aufgestellt und abgenietet für das Kabelspinnen zur Verfügung. Zunächst wurden die beiden Hilfsstege hergestellt, die von je 25 Drahtseilen von 40 mm Durchmesser getragen werden. Die Stege sind mit Holztafeln abgedeckt, die an den Pylonen auf die Trageile gelegt und dann auf diesen gegen die Brückenmitte gerutscht werden. Die Abb. 7 zeigt das Auflegen der vorbereiteten Holztafeln in der Nähe der Pylone, Abb. 8 die beiden Türme mit den fertigen Hilfsstegen.

Als Hängegurte der Brücke über das Goldene Tor werden zwei Paralleldrahtkabel verwendet, deren Länge zwischen den Verankerungen fast 2,4 km beträgt. Der Kabeldurchhang in der Hauptöffnung ist 144,8 m, also 1/8,84 der Stützweite. Der Kabelzug unter ständiger Last ist 28 500 t, der unter Verkehrslast kann bis auf 11 500 t je Tragwand ansteigen.

Die Tragkabel bestehen aus je 27 572 galvanisierten Stahlstrahlen Nr. 6 (ASWG), deren Durchmesser vor dem Galvanisieren 4,88 mm beträgt. Der Durchmesser des fertig zusammengedrückten Kabels ist mit 921 mm ohne Umwicklung noch etwas größer als bei der Hudsonbrücke

³ Man vergleiche dazu auch den Bericht: Messungen an Modellen von Hängebrücken. Bauing. 14 (1933) S. 56.

in New-York, wo er 914 mm beträgt. Allerdings hat letztere vier solcher Kabel, während bei der Brücke über das Goldene Tor bei San Francisco nur deren zwei vorhanden sind.

Die Kabel werden zunächst in 61 Litzen von je 452 Drähten gesponnen und dann in einem Kreisquerschnitt von 921 mm Durchmesser gepreßt. Die Drähte sind kalt gezogen und haben 4% Bruchdehnung auf 250 mm Meßlänge. Die zulässige Zugspannung ist mit $5,77 \text{ t/cm}^2$ festgesetzt. Der Einbau der rd. 28 000 t Kabel der Brücke über das Goldene Tor soll bis zum August 1936 beendet sein.

Die Aufhängungen des Versteifungsbalkens sind vierschnittig und bestehen aus je zwei Drahtseilen, die über Rillen in den Gußstahlkabelschellen gelegt werden und am Obergurt des Versteifungsbalkens befestigt sind. Ihr Abstand beträgt 15,24 m (gegenüber 18,29 m bei der Hudsonbrücke und 6,10 m bei der Brücke Philadelphia-Camden). Sie bestehen aus galvanisierten Drahtseilen von 73 mm Durchmesser, die aus 7 Litzen geschlagen sind und in der Fabrik mit der 1,5fachen Höchstlast vorgereckt werden.

An den Enden der Nebenöffnungen sind große Kabelschellen vorgesehen, an denen die Kabel abgelenkt werden. Die Ablenkkraft wird durch Ankerseile in besondere Eisenbetonpfeiler geleitet, die auch den Auflagerdruck der Versteifungsbalken und die quergerichteten Kräfte aus Kabel und Versteifungsbalken aufnehmen. Diese Umlenkschellen, durch die noch eine gewisse Verminderung der von den Verankerungen aufzunehmenden lotrechten Komponente der Kabelkraft erreicht wird, sind in Abb. 9 dargestellt. Die Kabelsätze auf den Pylonen (die Kabel werden nach dem Spinnen fest mit den Türmen verbunden) und die Kabelschellen an den Aufhängungen sind von der üblichen Bauweise.

Nach den Erfahrungen bei der Hudsonbrücke in New-York, die im ersten Ausbau gar keinen Versteifungsbalken erhalten hat, machte man sich bei der Hängebrücke über das Goldene Tor darüber nicht viel Sorgen. Die erforderliche Steifigkeit unter beweglicher Belastung wird schon allein durch das große Eigengewicht von Kabeln und Fahrbahn gewährleistet. Als Versteifungsbalken wird ein parallelgurtiges Fachwerk verwendet, mit abwechselnd steigenden und fallenden Streben und Pfosten an jedem Knotenpunkt. Die Trägerhöhe ist gleich der Feldweite, nämlich 7,62 m.

Der Abstand der beiden Hauptträger der Versteifungsbalken ist gleich der Entfernung der zwei Tragkabel, nämlich 27,43 m. Aufhängungen sind in jedem zweiten Knotenpunkt vorhanden. Der Brückenquerschnitt Abb. 10 zeigt eine sechsspurige Fahrbahn von 18,3 m und auf beiden Seiten Fußwege von 3,3 m Breite. Da damit zu rechnen ist, daß der Fußgängerverkehr über den mehrere Kilometer langen Brückenzug nur gering sein wird⁴, sind Vorkehrungen getroffen, diese Streifen für den andern Verkehr nutzbar zu machen.

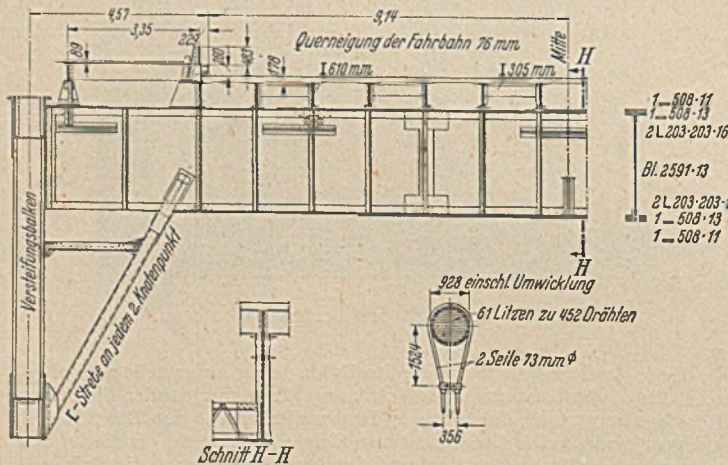


Abb. 10. Querschnitt durch Fahrbahn und Versteifungsbalken.

Die in 7,62 m Abstand liegenden Querträger sind vollwandig und 2,59 m hoch. Die Fahrbahn ruht auf 14 I-Längsträgern von 61 cm Höhe. Die Art der Fahrbahnabdeckung liegt noch nicht fest, sie soll aber nicht mehr als 415 kg/m^2 wiegen. Abb. 10 zeigt weiter, daß die Untergurte des Versteifungsbalkens durch Eckstreben seitlich gehalten sind.

Die ständige Last ist für die Mittelöffnung zu $32,1 \text{ t/m}$ bzw. in den Seitenöffnungen mit $30,2 \text{ t/m}$ ermittelt. Als bewegliche Last ist für die ganze Brücke $5,95 \text{ t/m}$ eingesetzt, wozu noch $0,74 \text{ t/m}$ für Leitungen kommen. Für den Fahrbahnrost sind vier Lastwagen von 24 t Gewicht und zwei Straßenbahnwagen von 50 t Gewicht nebeneinander als Belastung eingesetzt. Der Stoßzuschlag ist mit 50% für die Längsträger

⁴ Vgl. hierzu: Der Verkehr über die George-Washington-Brücke über den Hudson in New-York. Bauing. 15 (1934) S. 357.

und 25% für die Querträger angenommen. Die größte theoretische lotrechte Durchbiegung in Brückenmitte wird zu 3,2 m angegeben, die waagrechte zu rd. 6,5 m.

Eine bemerkenswerte Feststellung wurde bei der Berechnung des Windverbandes gemacht. Wegen des großen Eigengewichtes, das die Kabel bei waagrecht Auslenkungen in die ursprüngliche Lage zurückzieht, sind die zusätzlichen Kräfte in den Versteifungsträgergurt in Folge Winddruck in Brückenmitte kleiner als an den Viertelpunkten. Die zur Aufnahme der Windkräfte notwendige Vergrößerung der Gurtquerschnitte in der Hauptöffnung beträgt an den Pylonen etwa 800 cm^2 , an den Viertelpunkten 1230 cm^2 und nur 990 cm^2 in Brückenmitte.

Für die Hängebrücke wird überraschenderweise in großem Maße gewöhnlicher Baustahl (Kohlenstoffstahl) verwendet. Aus Siliziumstahl hoher Festigkeit bestehen z. B. die Gurtungen des Versteifungsbalkens. Die zulässigen Spannungen liegen zwischen $1,12 \text{ t/cm}^2$ für den Kohlenstoffstahl und bis zu $2,25 \text{ t/cm}^2$ für den Siliziumstahl.

Bauherr des Brückenzuges ist der „Golden Gate Bridge and Highway District“, d. h. ein Verband von Stadt und Kreis San Francisco und von sechs anderen nördlich des Goldenen Tores liegenden Kreisen. Er wurde 1923 auf Grund gesetzlicher Ermächtigung gebildet und erhielt das Recht, eine Anleihe bis zum Betrag von 35 Millionen Dollar aufzunehmen, die in spätestens 40 Jahren getilgt sein soll. Die Vorrichtungen zur Erhebung des Brückenzolles sind an beiden Brückenden vorgesehen.

Die im Juni 1931 vorgenommene erste Ausschreibung für die Brücke über das Goldene Tor bei San Francisco ergab als Zusammenstellung der günstigsten Angebote rd. 26 Millionen Dollar, wobei jedoch zu beachten ist, daß alles notwendige Gelände durch Schenkung kostenlos zur Verfügung stand. Da die ersten Verträge wegen verschiedener Verzögerungen der Bauausführung verfallen sind, mußten für einzelne Teilarbeiten neue Ausschreibungen gemacht werden. Die Bausumme wird sich danach noch unerheblich ändern. Zum Vergleich kosteten zwei Brücken kleinerer Spannweite, die Hängebrücke bei Philadelphia-Camden rd. 26 Millionen Dollar und die Washington-Brücke über den Hudson in New-York rd. 60 Millionen Dollar, worin jedoch in beiden Fällen große Kosten für den Grunderwerb enthalten sind. Weiter ist beim Vergleich zu beachten, daß z. B. die Hudsonbrücke für etwa die doppelte Nutzlast berechnet ist, wie die über das Goldene Tor bei San Francisco. (Nach Engineering News Record 106 (1931), 111 (1933), 112 (1934) und 115 (1935) sowie La Technique des Travaux 11 (1935) S. 601. Die Abb. 2, 4, 5 und 6 nach Techn. d. Trav., alle anders nach Engng. News Rec.) Ferd. Schleichner, Hannover.

Brücke über die Bucht von San Francisco.

Über die Arbeiten an der San Francisco Bay Bridge wurde im Bauingenieur wiederholt berichtet^{1,2,3}. Die schwierigen Gründungen sind vollendet und die Aufstellung der Stahlüberbauten ist soweit fortgeschritten, daß ein Überblick allgemeines Interesse finden dürfte.

Der rd. 12 km lange Brückenzug, der nach seiner Fertigstellung die beiden Städte San Francisco und Oakland mit einer zweigeschossigen Fahrbahn verbinden wird, führt von San Francisco zunächst mit zwei aneinanderschließenden Hängebrücken (Stützweiten je 704 m, Seitenöffnungen von 354 m) zur Insel Yerba Buena. Die Felspitze der Insel wird von einem 165 m langen Tunnel von $18 \cdot 23 \text{ m}$ Querschnitt durchstoßen. Die Meeresbucht zwischen Yerba Buena Island und der Stadt Oakland wird auf mehreren stählernen Balkenbrücken überquert. Unter diesen befindet sich eine Gerberbrücke von 427 m Mittelstützweite und mit zwei Verankerungsarmen von je 153 m Weite. Fünf einfache Fachwerkbalken von 155 m Stützweite und 14 von 89 m Länge schließen sich an (Abb. 1).

Die beiden Hängebrücken im westlichen Teil des Verkehrszuges sind zu der mittleren Verankerung fast symmetrisch. Ihre Stahlpylone messen von Oberkante Pfeiler bis Mitte Kabel $126,04 \text{ m}$, der Abstand der beiden Hängegurte beträgt im Kabelsattel $20,1 \text{ m}$. Zur Erzielung einer höheren Seitensteifigkeit sind die Pylonenpfosten schräg gestellt, so daß ihre Fußpunkte $25,3 \text{ m}$ voneinander entfernt sind. Hierdurch wurde auch eine Einschränkung des Profiles der beiden Brückenfahrbahnen vermieden und zugleich gewisse bauliche Vereinfachungen erreicht.

Der kreuzförmige Querschnitt dieser Pylone (vgl. Abb. 2), der sich am unteren Ende aus 21 Zellen zusammensetzt, verjüngt sich nach oben auf 9 Zellen. Die Kabelsätze sind aus Stahlguß und haben je 46 t Gewicht.

Für die Bemessung der Türme wurden die Belastungsfälle nach Abb. 2 als maßgebend angesehen. Unter Zugrundelegung der skizzierten Belastungen ergibt sich rechnermäßig eine Verschiebung der Pylonenspitze um rd. $2,13 \text{ m}$.

Bei der Wahl der Querverbindungen zwischen den beiden Pylonenpfosten erhielt der Rautenverband den Vorzug gegenüber einer Aussteifung mit nur waagrecht Riegeln, da man hierbei eine größere

¹ Schleichner: Neue große Hängebrücken in den Vereinigten Staaten von Amerika. Bauing. 14 (1933) S. 330.

² Gröger: Über den Baufortschritt bei der Erstellung der San Francisco-Oakland-Bay- und der Golden Gate-Brücke. Bauing. 15 (1934) S. 405.

³ Lydtin: Senkkastengründung bei der San Francisco-Oakland-Brücke. Bauing. 16 (1935) S. 398.

Widerstandsfähigkeit in seitlicher Richtung zu erzielen glaubt. Die Abmessungen der Streben wurden aus architektonischen Gründen stärker gewählt als nach den auftretenden Kräften erforderlich war.

Wie aus der Abb. 2 hervorgeht, ist ein 2,13 · 2,44 m großer Raum in der Mitte der Pfosten auf die ganze Pylonenhöhe frei von Querver-

modellen geprüft worden. Beachtenswert ist noch, dass die Pfosten mit den 10 cm starken Grundplatten durch Schweißung verbunden sind.

In nur drei Arbeitswochen zu je 5 Tagen (12stündige Arbeitszeit) wurden die rd. 5000 t Stahl je Turm eingebaut und die hierbei verwendeten Hammerkräne abgebrochen, während bei der sonst üblichen Aufstellung mittels Kletterderricks etwa die doppelte Zeit erforderlich gewesen wäre.

Der Ständer des Kranes fand in dem Schacht in der Mitte der Pylonenpfosten Platz. Seine Länge betrug rd. 33 m; wegen der Neigung der Pfosten mußte er jedoch im unteren Teil abgesehrt werden. In diesem Ständer dreht sich eine Säule, die am oberen Ende den Kranbalken trägt.

Mit Ausnahme der Fuß- und Endteile wurden die Bauteile in Stücken von rd. 15 m Länge angeliefert. Je vier Teile bilden zusammengesetzt den kreuzförmigen Querschnitt. Der Ständer des Kranes war wie erwähnt 33 m lang, so daß er stets auf rd. 15 m unterstützt blieb.

Der schwerste Bauteil, der gehoben werden mußte, wog 80 t. Er sollte 4,9 m von der Achse der Drehsäule entfernt angehoben werden können. Nachdem jedoch der Bauteil bis zu einer bestimmten Höhe gehoben war, genigte eine Ausladung von 3,0 m um jede Stelle des Pylonenpfostens zu erreichen. Dem Entwurf der Hebezeuge war daher eine Größtlast von 80 t bei 3,0 m Ausladung des Kranes zugrunde gelegt. Um jedoch das Anheben dieses Stückes auch noch bei 4,9 m Ausladung zu ermöglichen, wurde dafür ein Gegengewicht aus Beton von 17,5 t am Gegengewichtsarm angehängt.

Zum Emporziehen einer großen Last wurde das am Pylonenfuß liegende Gegengewicht einige Zentimeter von seiner Unterstüttung gehoben. Erst nachdem die Last in den 3,0 m Abstand herangezogen war wurde das Gegengewicht herabgelassen und nun mit dem Schwenken begonnen. Mit dem

schwebenden Gegengewicht ist nie gedreht worden. Es stellte sich heraus, daß das Gewicht so leicht zu betätigen war, daß es auch zum Anheben der leichteren Teile verwendet wurde, um eine versehentliche Unterlassung bei schweren Stücken zu vermeiden.

Die Hammerkräne wurden mit einem gewöhnlichen Derrick aufgestellt, der auf dem Pfeiler zwischen den beiden Pylonenpfosten stand. Zuerst wurden von ihm die drei untersten Teile von 23 m Höhe gesetzt.

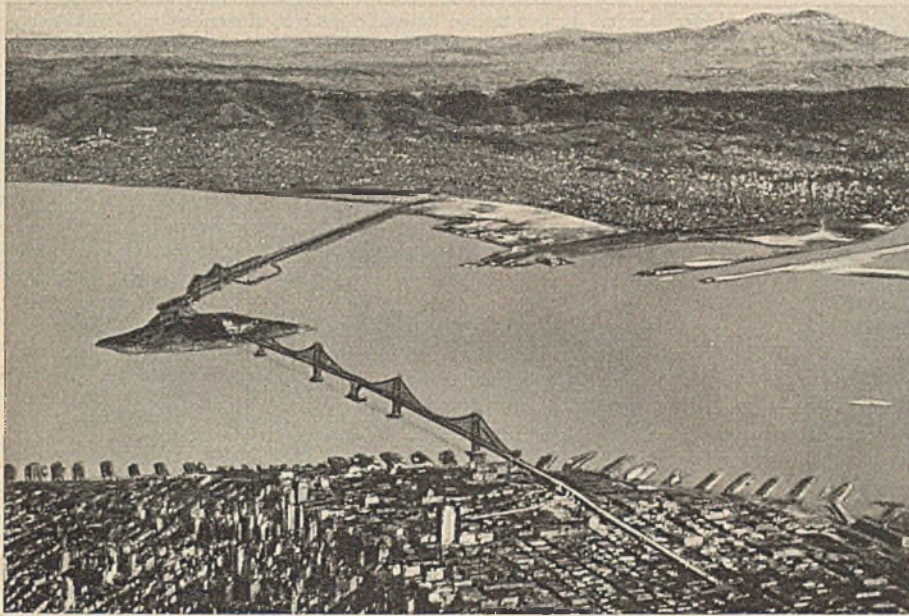


Abb. 1. Gesamt-Übersicht der Brücke über die Bucht von San Francisco.

bindungen geblieben. Die Aufstellung der Türme konnte so auf neue Weise mittels Hammerkräne durchgeführt werden, wobei gegenüber der sonst üblichen Art der Erstellung mit Kletterderricks ein erheblicher Zeitgewinn erzielt wurde. Zugleich ließ sich auch der Umfang der Baustellennietung beträchtlich verringern.

Für die Stahlpylone wurde Siliziumstahl mit einer zulässigen Spannung von 1,97 t/cm² verwendet. Für die Querverbindungen und unter-

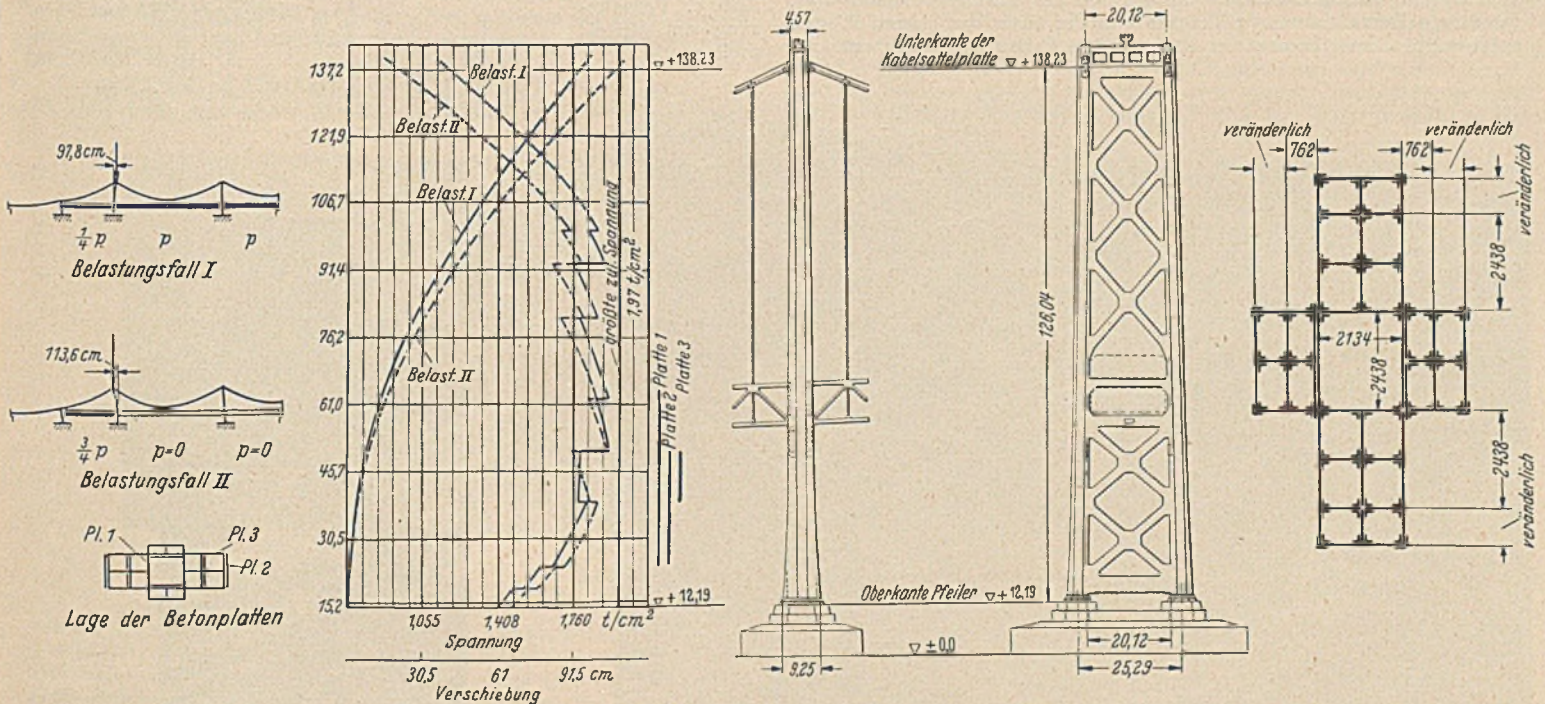


Abb. 2. Einzelheiten der Pylone.

geordneten Teile aus Kohlenstoffstahl war eine größte Spannung von 1 55 t/cm² zugelassen. Diese Grenzen dürften bei Beanspruchung durch Wind um 10 % und durch Erdbebenkräfte um 40 % überschritten werden.

Durch die gewählte Art der Seilverankerung am Ufer in San Francisco wird der erste Pylon stärker belastet als die anderen drei. Um jedoch bauliche Unterschiede in den Stahlpylonen zu vermeiden, wird dieser eine Turm an den höher beanspruchten Stellen durch Eisenbetonplatten verstärkt. Die Lage dieser Platten ist in Abb. 2 angegeben.

Die Nebenspannungen durch den starken Anschluß der Streben an die Pfosten sind rechnerisch ermittelt und durch Versuche an Celluloid-

Durch die noch offene vierte Seite gelangte der fertige Hammerkran in den Schacht (Abb. 3). Darauf wurde der Querschnitt mit dem vierten Stück geschlossen, so daß der Hammerkran seine Tätigkeit aufnehmen konnte.

Während der ganzen Dauer der Aufstellung wurde er vom Derrick bedient, der die Stahlteile aus den Kähen hob und sie in Reichweite des Turmkranes absetzte. Aufgenommen wurde die Last stets von der selben Stelle; das erste Stück wurde um 135° nach rechts, das zweite um den gleichen Betrag nach links geschwenkt, die beiden letzten Teile wurden abwechselnd um 45° gedreht. Beim Einbau der Querriegel unter

den Fahrbahnen und des oberen Querriegels arbeiteten beide Kräne gemeinsam.

Durch Windwerke wurde der Ständer des Kranes um jeweils rd. 15 m hochgezogen. Rollen zwischen Ständer und Schachtwandung er-

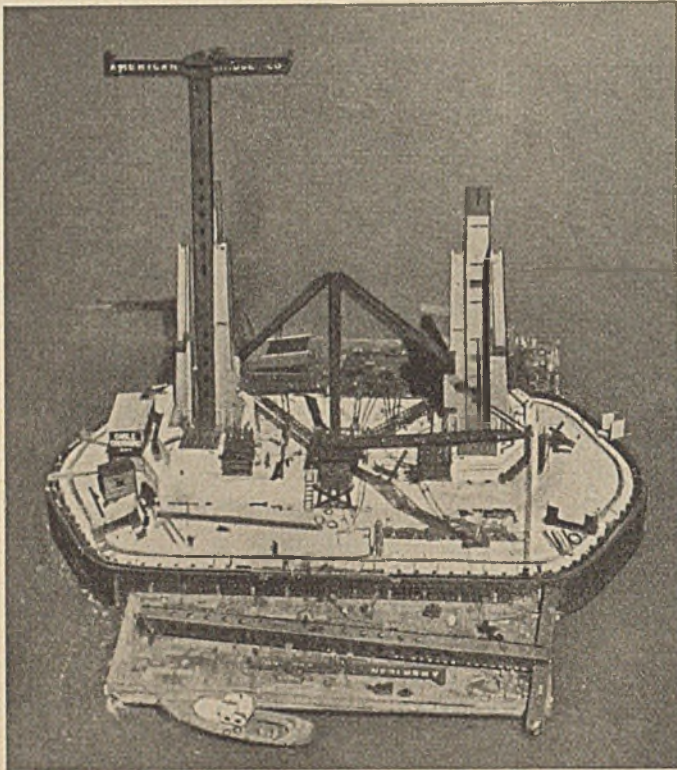


Abb. 3. Pylonenfüße mit Hammerkran und Ausladederrick.

leichterten diesen Vorgang, der durchschnittlich etwa je zwei Stunden in Anspruch nahm. Nachdem der Aufbau des Turmes vollendet war, wurde ein Derrick von 25 t Tragkraft in der Mitte des oberen Riegels aufgestellt. Dieser besorgte u. a. auch den Abbau der Hammerkräne.

wachsenen Fels und in der Mitte durch einen gemeinsamen Pfeiler, der den Unterschied in den Kabelzügen ausgleicht.

Dieser Pfeiler wird nur beansprucht, wenn die symmetrische Belastung der beiden Hängebrücken gestört wird, sei es durch Verkehrslast nur auf einer Brücke, durch Reißen eines Kabels, oder durch Erdbebenkräfte.

Der Pfeiler wirkt als senkrecht stehender Kragarm. Die Seilzugkräfte werden an der Spitze eines A-förmigen Rahmens aus Nickelstahl eingeleitet, der nach erfolgtem Kabelspinnen einbetoniert wird (Abb. 5 und 6). Die Fußpunkte des Rahmens sind mit Augenstäben in lotrechter Richtung verankert. Diese Kette wird ungünstigstenfalls mit 3700 t beansprucht. Bei dieser Belastung bestand die Gefahr, daß der die Kette umgebende Beton reißen würde. Daher wurden die Ankerstäbe durch acht Pressen mit 4000 t vorgespannt, zugleich wurde der Anker-

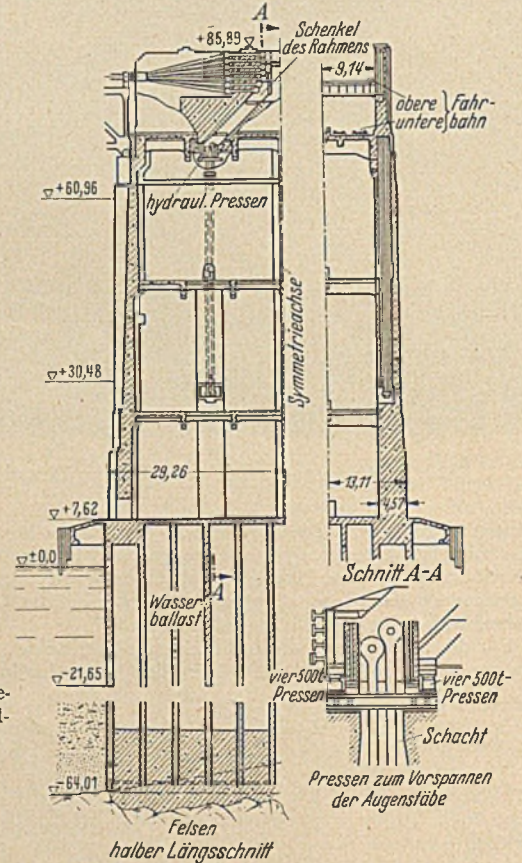


Abb. 5. Verankerung am Mittelpfeiler.



Abb. 4. Zwei Türme der Hängebrücke in der Westbucht. Im Hintergrund (oben rechts) ein Pylon der Golden Gate Bridge im Bau.

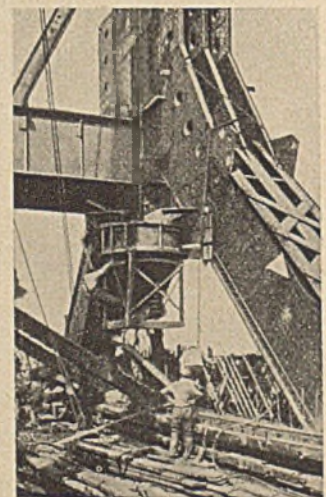


Abb. 6. A-Rahmen im Mittelpfeiler der Zwillingshängebrücken.

Die je 46 t schweren Gußstücke der Kabelsättel waren noch von den Hammerkränen gehoben und vorläufig neben ihren späteren Platz abgesetzt worden. Erst nach dem Abbruch dieser Kräne erhielten sie ihre vorgesehene Lage.

Der Kabelzug der Zwillingshängebrücke wird aufgenommen auf der Seite von San Francisco durch einen Betonklotz als Schwergewichtsverankerung, auf Yerba Buena Island durch eine Verankerung im ge-

schacht mit Beton ausgegossen. Bis zur Erhärtung des Betons blieb die Verankerung unter Spannung, so daß später keine Zugspannungen im Beton auftreten können.

Auf entsprechende Weise wird bei der Einbetonierung des A-Rahmens vorgegangen. Der Rahmen, dessen Fußpunkte annähernd in der Höhe der unteren Fahrbahn liegen, wird mit dünnem Stahlblech umkleidet, so daß zwischen Rahmen und Pfeilerbeton ein Hohlraum bleibt.

Die waagerechte Komponente des Seilzuges wird am Rahmenfuß in die 4 m starke Wandung des Pfeilers geleitet. Diese Wand ist so bemessen und bewehrt, daß sie als Kragarm die Kräfte auf den Pfeilerfuß übertragen kann.

Im Oktober 1935 war das Kabelspinnen für die westliche Hängebrücke beendet, derzeit werden noch die 17 464 Einzeldrähte jedes Kabels in kreisförmigen Querschnitt von 730 mm Durchmesser gepreßt. Hierzu werden Radialpressen mit Druckluftantrieb benutzt. Die Kabelschellen für die Hängeseile werden in etwa 9 m Entfernung befestigt. Die Aufhängungen bestehen aus je vier Einzelseilen von 63,5 mm Durchmesser. Die Schutzhülle des Kabels wird erst aufgebracht werden, wenn das Seil durch die volle ständige Last gedehnt ist.

Für die Herstellung des Kabels wurde ein neuartiger Laufsteg verwendet, der sich durch schnellen Aufbau und geringes Gewicht auszeichnet. Seine Abdeckung besteht aus einem Drahtgeflecht, das zwischen hölzernen Querbalken gespannt wird. Die Querbalken selbst hängen an den vier Hilfsseilen von 57 mm Durchmesser. Dieser Laufsteg bietet außerdem eine besonders kleine Windangriffsfläche. Sturmseile verhindern zu große Bewegungen (Abb. 7).

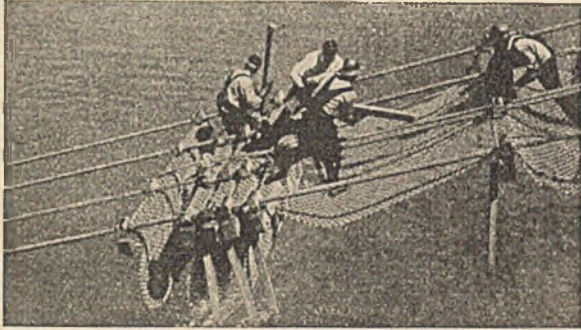


Abb. 7. Herstellung des Laufsteges für das Seilspinnen.

Der Tunnel auf Yerba Buena Island wurde nach einem neuen Verfahren gebaut. Zuerst wurde ein 4,3 · 4,3 m großer Richttunnel in den beiden unteren Ecken des Rechteckquerschnittes und ein solcher von 2,4 · 2,4 m im Scheitel vorgetrieben. Dann vergrößerte man die unteren Tunnel bis auf 12,2 m Höhe und stellte die Verbindung mit dem Scheiteltunnel her. In dieser hufeisenförmigen Ausschachtung wurden das Gewölbe und die Seitenwände betoniert. Erst nachdem der Beton der Gewölbe seine volle Tragfähigkeit erreicht hatte, entfernte man den stehengebliebenen Kern.

In der östlichen Brückenhälfte zwischen Yerba Buena Island und der Stadt Oakland entsteht im Zuge der Brücke ein Bauwerk, das nicht

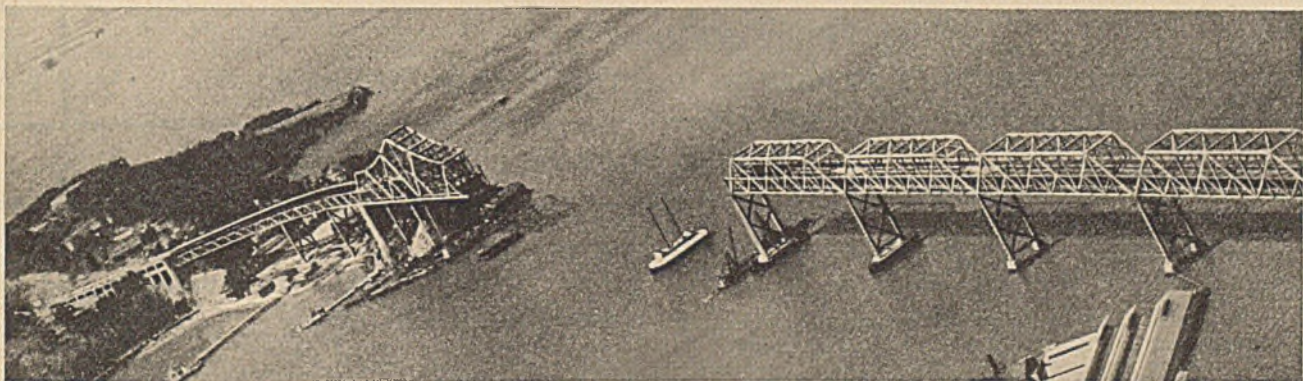


Abb. 8. Übersicht über die Ostbucht.

weniger Aufmerksamkeit verdient als die Zwillingshängebrücken der Westhälfte. Handelt es sich doch um eine Auslegerbrücke, die mit ihrer Stützweite von 427 m nur wenig hinter denen der Quebec- und Firth of Forth-Brücke zurückbleibt, beide jedoch in verkehrstechnischer Hinsicht weitaus übertrifft.

Ende 1935 ist hier der Stand der Arbeiten etwa folgender (vgl.

Abb. 8): Die Aufstellung der kleineren Überbauten ist bereits vollendet. Von der Auslegerbrücke sind fertig der westliche Ankerarm, der unter Benutzung von Hilfsstützen aufgestellt wurde, und der anschließende Tragarm der Hauptöffnung. Die Abb. 9 zeigt das Einsetzen eines Bolzens von 610 mm Durchmesser für den Anschluß des Untergurtes an die Stahlpendelstütze des Hauptpfeilers mittels einer am Derrick aufgehängten leichten Ramme.

Die Mittelloffnung des Gerberbalkens wird im freien Vorbau von beiden Seiten mittels besonders leichter Derricks aufgestellt, im Gegensatz zu den andern großen Auslegerbrücken (Brücke über den Firth of Forth, Quebec-Brücke und in Kalifornien die Carquinez Straits-Brücke), bei denen der Einhängerträger der Gerberbalken auf Schiffen herangebracht und dann hochgezogen wurde.

In diesem Zusammenhang interessiert vielleicht noch ein Vergleich dieser neuen Gerberbrücke mit der Brücke über den Firth of Forth und

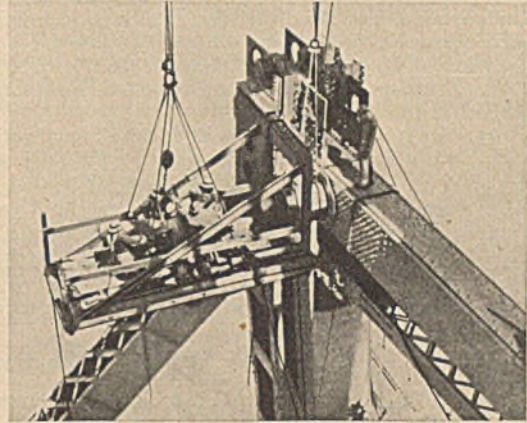


Abb. 9. Einsetzen eines Bolzens von 610 mm Ø.

der Quebecbrücke: Stützweiten: 427 gegen 518 und 549 m; Stahlgewicht: 20 900 gegen 30 000 und 62 900 t; Höhe über dem Wasserspiegel: 57 gegen 46 und 46 m; Hauptträgerabstände 20,1 gegen 10,4—36,6 und 26,8 m.

Der Stahlüberbau der Brücke über die Bucht von San Francisco besteht zu 16% aus Nickelstahl, 40% Siliziumstahl und zu 34% aus Kohlenstoffstahl. Die restlichen 10% entfallen auf vergütete Augenstäbe.

Für die Beleuchtung des fertigen Brückenzuges wird Natriumdampflicht Verwendung finden. Auf den beiden Fahrbahnen werden annähernd 1000 Lampen von großer Leuchtstärke angebracht. Natriumdampflicht wurde gewählt, da man hierbei ein einfarbiges blendungsfreies Licht er-

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 20. Februar 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 4 c, Gr. 35. K 137 516. Fa. August Klönne, Dortmund. Wasserloser Gasbehälter. 6. IV. 35.
Kl. 5 c, Gr. 9/10. B 160 943. Friedrich Carl Bertram, Lünen a. d. Lippe. In Richtung der Strecke durchlaufende Schienen oder

zielt. (Nach Engng. News-Rec., 113 (1934) S. 211; 114 (1935) S. 865 u. f.; 115 (1935) S. 383 u. f. Ferner Columbia Steel Company San Francisco-Oakland Bay Bridge, Heft vom 1. Juni 1935 und Techn. d. Trav. 11 (1935) S. 145. Die Abb. 1, 3, 4 nach Techn. d. Trav.; Abb. 7 aus dem Heft der Columbia Steel Company; alle anderen nach Engng. News-Rec.)
Dipl.-Ing. W. B u r c h a r d, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Profileisen zur Versteifung eines eisernen Grubenausbaus. 18. V. 33.

Kl. 5 c, Gr. 9/20. T 39 673. Alfred Thiemann, Dortmund. Plattenförmiger Vieleckschuh. 2. XI. 31.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 165 744. Karl Brieden, Bochum. Elastische Schelle für Grubenstempel; Zus. z. Pat. 620 757. 9. VI. 34.

- Kl. 19 a, Gr. 3. B 164 847. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler, Dr.-Ing. Rudolf Veh, Jakob Dietrich und Dr.-Ing. Erwin Deischl, München. Stahlschwelle mit ungleichlangen Trogschenkeln. 27. III. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 165 881. Dr.-Ing. Adolf Ernst Bloß, Dresden. Schienenbefestigung mittels eines gegen eine Hakenrippe der eisernen Unterlage sich abstützenden Keiles. 20. VI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 26. K 126 771. Klöckner-Werke A.-G., Castrop-Rauxel. Verfahren zum Verschweißen von Schienen mittels der elektrischen Lichtbogenschweißung; Zus. z. Pat. 624 428. 29. VIII. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 4. Sch 106 952. Herbert Schnecke, Berlin-Dahlem. Straßendecke mit Holzunterbau. 27. IV. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 11/36. P 67 772. Hermann Plauson, Hamburg. Vorrichtung zum Benetzen von hydraulischen Bindemitteln in Walzschotterstraßendecken mittels Dampf und eines in Dampf verteilten bituminösen Bindemittels. 29. VI. 33.
- Kl. 19 c, Gr. 11/65. R 88 542. Heinrich Ruffler, Köthen. Fahrbarer Sandstreuer, dessen Sandbehälter zugleich als Kehrichtbehälter verwendbar ist. 26. XI. 32.
- Kl. 20 g, Gr. 1/01. G 89 566. Grüter, Grage & Co. G. m. b. H., Soest i. W. Zentriervorrichtung für Laufrollen, insbesondere von Drehscheiben. 14. I. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 25. V 31 463. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Scheibensignal. 12. I. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 39. T 42 571. Telefonaktiebolaget L. M. Ericsson, Stockholm; Vertr.: Dr. H. Joseph, Pat.-Anw., Berlin W 50. Anordnung für Überwegsignalanlagen. 26. V. 33. Schweden 30. V. 32.
- Kl. 37 d, Gr. 32/01. P 69 554. Philipp Pfeifer, Fraureuth, Thür. Vorrichtung zur Bearbeitung des Putzes von Wand- oder Mauerflächen mit motorisch angetriebenen Behandlungswerkzeugen. 8. VI. 34.
- Kl. 37 e, Gr. 5. Sch 103 314. Walter Schwarz, Hamburg. Hängegerüst für Bauarbeiten. 2. II. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. St 50 859. L. & C. Steinmüller, Gummersbach, Rhld. Kesselhaus. 12. V. 33.
- Kl. 65 b, Gr. 4. D 68 834. Deutsche Werke Kiel Akt.-Ges., Kiel. Tor für Trockendocks, Schleusenkammern u. dgl. 1. X. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 17/04. S 107 628. Foster Dee Snell, Brooklyn, N. Y., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr u. Dr. H. Fincke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Trockene Baustoffmischung zum Anmachen mit Wasser. 22. XII. 32. V. St. Amerika 9. I. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 25/01. N 37 379. Dr. Roman von Nitzsch, Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung von bituminösen Straßenbaustoffen. 8. XI. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. D 64 264. Carl Dinnendahl, Horrem b. Köln. Eimerkette für Bagger mit unten offenen, schürfkübelähnlichen Baggereimern. 19. IX. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 6/04. G 87 305. Dipl.-Ing. Hellmut Geiger, Karlsruhe i. B. Umlaufender Schlammkratzer für Absetzbecken. 24. I. 34.
- Kl. 85 c, Gr. 6/04. V 30 202. J. M. Voith Maschinenfabrik, Heidenheim, Brenz. Einrichtung zur Wegschaffung von Sinkstoffen durch Spülen aus Klärräumen, Stauwerken u. dgl. 13. XII. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 27. Februar 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 7 d, Gr. 5. T 44 054. Jean Thibierge, Douai, Nord, Frankreich; Vertr.: B. Bomborn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Biegen von Drähten für Eisenbetonbewehrungen. 11. VI. 34. Frankreich 27. IX. 33 u. 5. III. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 4/06. S 115 749. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Heizvorrichtung für Eisenbahnweichen. 16. X. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 77 284. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrdrathalter; Zus. z. Pat. 620 453. 7. X. 35.
- Kl. 37 a, Gr. 2. N 36 726. August Nolte, Brake i. Lippe. Kreuzweise bewehrte Hohlsteindecke mit Überbeton und mit Aussparungen des Rippenbetons im Bereiche der neutralen Zone. 18. V. 34.
- Kl. 37 c, Gr. 5/03. S 111 105. S. A. Ciments Portland Artificiels Belges d'Harmignies, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Dachdeckung aus gewellten Deckungsplatten. 23. IX. 33. Belgien 28. VI. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/02. M 127 962. Otto Mielcke, Berlin. Verfahren zur Herstellung wetterfester Kalkanstrichmassen und Anstrichfarben. 5. VII. 34.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

MITTEILUNGEN
DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES.

Noch nicht endgültig!

DIN
Entwurf 2
E 1053Berechnungsgrundlagen
für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen

Einspruchsfrist bis 15. April 1936

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

Erläuterungen zu DIN E 1053 „Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen“.

Bereits im Jahre 1922 hatte der Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB) nach eingehenden¹, unter Vorsitz des verstorbenen Oberbaurat Scharff-Hamburg geführten Verhandlungen den 1. Entwurf DIN E 1053 über Beanspruchungen von Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Steinen veröffentlicht. Die zu dem Entwurf eingegangenen Äußerungen machten jedoch weitere Erörterungen erforderlich und führten damals zu dem Ergebnis, die bestehenden amtlichen Vorschriften zunächst nicht abzuändern. Als dann im Jahre 1931 der ETB seine Arbeiten erneut aufgriff, wurde auch die Frage der zulässigen Spannungen für Mauerwerk erneut einer Prüfung unterzogen. Aufbauend auf den früheren Arbeiten wurde zunächst unter dem Vorsitz von Oberbaurat Tornieporth, dann von Baurat Gottsch-Hamburg ein neuer Entwurf aufgestellt, der die jetzt zur Kritik gestellte Fassung erhalten hat.

Der neue Entwurf 2 ist gegenüber dem ersten bedeutend erweitert. Unter I. Vorbemerkungen ist der Geltungsbereich festgelegt und sind die zu beachtenden Normen und Vorschriften genannt. Teil II: Allgemeines erläutert, wann und wie die in den Teilen IV und V festgesetzten Spannungen angewendet werden müssen. Teil III gibt die Forderungen wieder, die an die verschiedenen Mörtelarten gestellt werden müssen. Sie bilden zusammen mit den Anforderungen an das Steinmaterial die

Grundlage für die Höhe der zugelassenen Mauerwerksbeanspruchungen. Teil IV behandelt Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Nach Richtlinien für die handwerksgerechte Verarbeitung künstlicher Steine werden zunächst die zulässigen Druckspannungen behandelt. Den Tafeln 1 für Druckspannungen für Mauerwerk und 2 für Druckspannungen für Pfeiler sind die Bedingungen für ihre Anwendung vorangestellt und damit auch zugleich geklärt, wann ein Mauerwerksteil als Wand und als Pfeiler zu behandeln ist. Die in Zahlentafel 1 für Mauerwerk festgesetzten zulässigen Druckspannungen sind durch Versuche, die der Ausschuß Mauerwerk im Materialprüfungsamt Dahlem hat durchführen lassen, nachgeprüft.

Für Betonsteine, Aschensteine usf. (Spalte 8 der Zahlentafel 1) ist die zulässige Druckspannung auf $\frac{1}{3}$ der Mauerwerksfestigkeit M 28 festgesetzt. Sie darf jedoch nicht höher sein als die entsprechende Steinfestigkeit in den Spalten 1 bis 7. Für gelochte Ziegel, Hohlziegel, Hohlsteine und Hohlblöcke (Spalte 8 der Zahlentafel 1) ist die zulässige Druckspannung durch Versuche nach DIN 4110 nachzuweisen. Wie die zulässigen Druckspannungen für Pfeiler (Zahlentafel 2) aus den einzelnen Steinarten zueinander liegen, veranschaulicht das folgende Bild.

Anschließend an die zulässigen Druckspannungen für Mauerwerk aus künstlichen Steinen sind dann die Voraussetzungen für die Zulassung von Biegezugspannungen behandelt.

Teil V behandelt die natürlichen Steine. Nach eingehenden Richtlinien für die handwerksgerechte Verarbeitung dieser Steine als Voraussetzung für die zulässigen Spannungen sind die zulässigen Druckspannungen für die verschiedenen Mauerwerksarten selbst in den Zahlen-

¹ Bauing. 3 (1922) S. 4.

tafeln 3 bis 5 übersichtlich zusammengestellt, soweit sie nicht auf Grund von Versuchen ermittelt werden. Wie in letztem Falle zu verfahren ist, sagt der anschließende dritte Abschnitt. Die Zahlen der Zahlentafeln 3 bis 5 wurden auf Grund der Prüfergebnisse des Materialprüfungsamtes

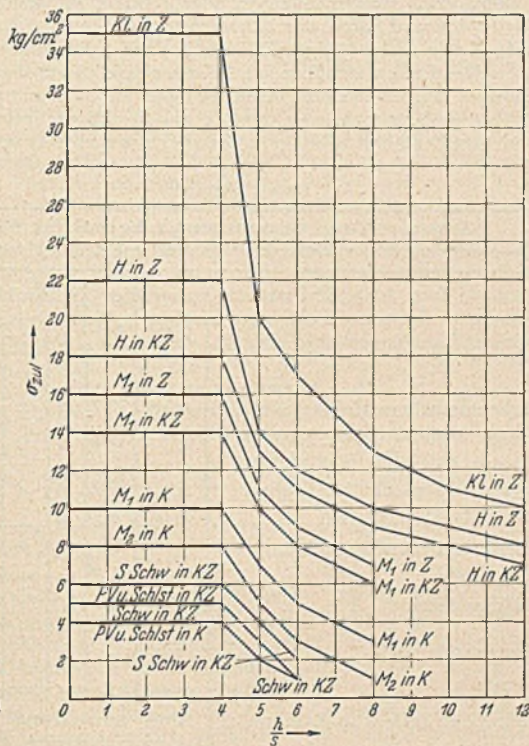


Abb. 1. Zulässige Druckspannungen für Pfeiler.

- Kl in Z = Klinker in Zementmörtel,
- H in Z = Hartbrandziegel in Zementmörtel,
- H in KZ = Hartbrandziegel in Kalkzementmörtel,
- M₁ in Z = Mauerziegel r. Kl. in Zementmörtel,
- M₁ in KZ = Mauerziegel r. Kl. in Kalkzementmörtel,
- M₁ in K = Mauerziegel r. Kl. in Kalkmörtel,
- M₂ in K = Mauerziegel z. Kl. in Kalkmörtel,
- S.Schw in KZ = Sonderzementschwemmsteine aus Kalkzementmörtel,
- PV u. Schlst. in KZ = Porige Vollziegel und Schlackensteine in Kalkzementmörtel,
- Schw in KZ = Zementschwemmsteine in Kalkzementmörtel.

Karlsruhe und der Bayerischen Landesgewerbeanstalt Nürnberg festgelegt. Zum Schluß werden die zulässigen Zug-, Schub- und Scherspannungen behandelt.

Gebeten wird, den Entwurf einer gründlichen Prüfung zu unterziehen und etwaige Änderungs- oder Ergänzungsvorschläge bis zum 15. April 1936 in doppelter Ausfertigung dem Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, einzureichen.

I. Vorbemerkungen.

Diese Norm gilt für sämtliche Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen, soweit nicht in anderen Vorschriften abweichende Bestimmungen getroffen sind.

Besonders sind zu beachten:

- DIN 1056 Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine,
- DIN 1058 Ausführungsbestimmungen zu den Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine DIN 1056,
- DIN 1073 Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken,
- DIN 1074 Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken,
- DIN 1075 Berechnungsgrundlagen für massive Brücken,
- Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft).

Für die Baustoffe zur Herstellung des Mauerwerks sind zu beachten:

- DIN 105 Mauerziegel,
- DIN 106 Kalksandsteine,
- DIN 1057 Ringziegel,
- DIN 1059 Zementschwemmsteine aus Bims Kies,
- DIN 1060 Leitsätze für einheitliche Lieferung und Prüfung von Baukalk (in Vorbereitung),
- DIN 1164 Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement,
- DIN 4110 Technische Bestimmungen für die Zulassung neuer Bauweisen.

Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB).

Für Belastungsannahmen gelten:

- DIN 1055 Belastungsannahmen im Hochbau,
- Blatt 1 — Raumgewichte von Bau- und Lagerstoffen,
- Blatt 2 — Eigengewichte von Bauteilen,
- Blatt 3 — Verkehrslasten,
- Blatt 4 — Windbelastung (in Vorbereitung),
- Blatt 5 — Schneelast (in Vorbereitung).

II. Allgemeines.

1. Handwerksgerechte Ausführung (s. IV 1 und V 1), geeigneter Mörtel (s. III) und dessen ausreichende Erhärtung vor Inbetriebnahme sind Voraussetzungen für die Anwendung der zulässigen Spannungen.

2. Die Spannungen der Zahlentafeln 1 bis 5 gelten bei gleichzeitiger ungünstiger Wirkung der
ständigen Last,
Verkehrslast,
Schneelast ohne Windlast.

Zur „Verkehrslast“ zählen auch Bremskräfte und Schrägzugkräfte, die von einem Kran herrühren, ferner Riemenzug u. dgl. (Erster Belastungsfall, Hauptkräfte).

3. Werden außer den unter 2. genannten Lasten die Einwirkungen von

- Windlast,
- Wärmeschwankungen,
- Bremskräften oder Schrägzugkräften von mehr als einen Kran

zusammen oder einzeln berücksichtigt, so dürfen die zulässigen Spannungen um $\frac{1}{10}$ erhöht werden (Zweiter Belastungsfall, Haupt- und Zusatzkräfte).

Für Bauteile, die durch keine Hauptkräfte, sondern nur durch eine Zusatzkraft allein beansprucht werden, sind die für Belastungsfall 1 angegebenen Spannungen zugrunde zu legen.

4. Maßgebend für die Querschnittsbemessung ist der Belastungsfall, der den größten Querschnitt ergibt.

5. Randspannungen im Mauerwerk unter Stützen, Platten oder Pfeilern dürfen das $1\frac{1}{2}$ -fache der zulässigen Druckspannungen betragen (s. Abb. 2), wenn

1. die Mittelkraft gleichlaufend zum durchgehenden Mauerwerk außermittig angreift und
2. die zulässige Druckspannung im Schwerpunkt der gedrückten Fläche nicht überschritten wird.

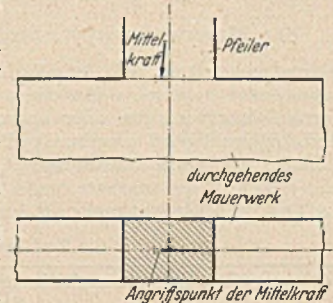


Abb. 2.

III. Mörtel.

1. Der Mauersand darf keine Stoffe enthalten, die das Erhärten oder die Festigkeit des Mörtels schädigen können.

Als schädliche Stoffe kommen in Betracht:

a) Lehm, Ton und ähnliche Beimischungen, wie sie in natürlichen Vorkommen enthalten sein können. Sie wirken besonders schädlich, wenn sie an den Zuschlagstoffen festhaften. Sind sie in geringen Mengen im Sande verteilt, ohne an den Körnern festzuhaften, so schaden sie in der Regel nicht. Ein Gehalt der Zuschlagstoffe an abschlämmbaren Stoffen (Durchgang durch ein Sieb mit Prüfsiebgewebe 0,09 DIN 1171) in Höhe von 3 Gewichts-% ist im allgemeinen nicht zu beanstanden. Verunreinigte Zuschlagstoffe können meist durch Waschen verbessert werden;

b) organische, humusartige Stoffe;

c) Kohlen-, besonders Braunkohlenteile.

2. Der Mörtel muß so durchgemischt sein, daß er eine gleichmäßige Masse bildet; er darf nur in solchen Mengen bereitet werden, daß er vor der Verwendung nicht schon abgebunden hat.

3. Als geeignete Mörtel sind anzusehen:

a) Kalkmörtel aus mindestens 1 Raumteil Kalkteig auf 4 Raumteile Sand oder aus 1 Raumteil Kalkpulver auf $3\frac{1}{2}$ Raumteile Sand.

b) Kalkzementmörtel aus mindestens 1 Raumteil Zement und 1 Raumteil Kalkteig auf 8 Raumteile Sand oder aus mindestens 1 Raumteil Zement und 1,5 Raumteilen Kalkpulver auf 8 Raumteile Sand.

Wird an Stelle von Weißkalk Kalk mit hydraulischen Eigenschaften verwendet, so kann der Gehalt an Kalkpulver auf 1 Raumteil herabgemindert werden.

c) Zementmörtel 1 : 4 aus etwa 300 kg Zement und 1000 l lose eingefüllten Sand.

Für besonders hoch beanspruchte Bauteile (s. V. — Natürliche Steine):

d) Zementmörtel 1 : 3 aus etwa 400 kg Zement auf 1000 l lose eingefülltem Sand.

e) Wenn große Anfangsfestigkeit verlangt wird, ist Mörtel aus hochwertigem Zement gleicher Zusammensetzung wie unter c und d zu verwenden.

IV. Mauerwerk aus künstlichen Steinen.

1. Richtlinien für die handwerksgerechte Verarbeitung künstlicher Steine.

a) Saugfähige künstliche Steine müssen beim Vermauern die nötige Feuchtigkeit haben, sie müssen daher im Stapel genäßt werden, besonders, wenn sie frisch gebrannt oder ausgetrocknet sind.

Als saugfähige Bausteine gelten u. a.: Mauerziegel, Hartbrandziegel, Klinker, Kalksandsteine, Betonsteine;

als nichtsaugfähige Bausteine gelten u. a.: Schwemmsteine aus Bimskies und andere Leichtsteine aus Naturbims, granulierter Hochofenschlacke oder Hochofenschlamm.

b) Es muß vollfugig gemauert werden; jede Mauerschicht ist — wenn nicht durch Quetschfuge oder andere ortsübliche Fugenfüllung alle Hohlräume ausgefüllt sind — mit Mörtel unter Wassergabe mittels Kelle und Quast oder Pinsel auszugleichen.

c) Der Verband muß handwerksgerecht sein, die Stoßfugen neben- und übereinanderliegender Steine müssen also versetzt sein.

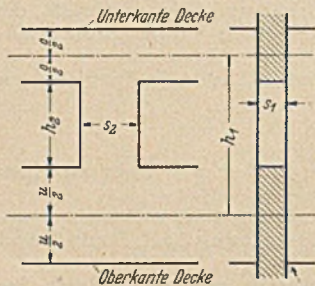


Abb. 3.

2. Zulässige Druckspannungen.

Für handwerksgerecht ausgeführtes Mauerwerk gelten im allgemeinen die zulässigen Druckspannungen der Zahlentafel 1.

Für Mauerwerkskörper, z. B.

Pfeiler, bei denen $\frac{h_1}{s_1}$ und $\frac{h_2}{s_2}$ größer als 4 sind (s. Abb. 3), sind jedoch die Werte der Zahlentafel 2 maßgebend.

Wenn Brüstungs- und Sturzmauerwerk geschwächt ist, ist h_1 in Abb. 3 in ganzer Geschoßhöhe anzunehmen.

Für Mauerwerkskörper, bei denen $\frac{h_1}{s_1}$ größer als 4, $\frac{h_2}{s_2}$ kleiner als 4 oder umgekehrt ist, d. h. bei Wänden, dürfen die Werte der Zahlentafel 1 angewendet werden, wenn diese Bauteile durch massive Querwände, durch Pfeilervorlagen oder andere Maßnahmen genügend ausgesteift sind. Als genügend ausgesteift gilt eine Wand, wenn bei einer Geschoßhöhe bis 3,60 m die aussteifende Querwand mindestens $\frac{1}{2}$ Stein dick ist, im Verband in die auszusteiende Wand einbindet und der Mittenabstand der Querwände nicht mehr als 8 m beträgt.

Zahlentafel 1.

Zulässige Druckspannungen in kg/cm² für Mauerwerk aus künstlichen Steinen (bei außermittiger Belastung größte zulässige Kantenpressung)

Nr.	Steinart	DIN	Mindestdruckfestigkeit	Mörtelart		
				Kalkmörtel	Kalkzementmörtel	Zementmörtel
1	Zementschwemmsteine aus Bimskies	1059	20	3	4	—
2	Porige Vollziegel u. Schlackensteine etwa im Reichsformat	—	25	4	5	—
3	Sonderzementschwemmsteine aus Bimskies	1059	30	5	6	—
4	Mauerziegel 2. Klasse	105	100	7	—	—
5	Mauerziegel 1. Klasse	105	150	10	14	16
6	Hartbrandziegel	106	250	—	18	22
7	Klinker	105	350	—	—	35
8	Betonsteine, Aschensteine, Schlackensteine (soweit sie nicht unter 2 fallen), Mörtelsteine, Schwemmsteine anderer Art als unter 1 und 3			1/5 der Mauerwerksfestigkeit M28, aber nicht mehr als in den Reihen 1 bis 7 für die entsprechende Steinfestigkeit zugelassen ist. Dabei ist immer die geringere Steinfestigkeit maßgebend		
9	Gelochte Ziegel, Hohlziegel, Hohlsteine, Hohlblöcke			Zulässige Druckspannung muß durch Versuche nach DIN 4110 nachgewiesen werden		

Eine Wand, die diesen Voraussetzungen nicht entspricht, muß nach Zahlentafel 2 bemessen werden.

Ausgenommen von der Anwendung der zulässigen Druckbeanspruchung nach Zahlentafel 1 sind $\frac{1}{2}$ Stein und 1 Stein dicke Wände, die unter Beachtung besonderer örtlicher Baupolizeibestimmungen in keinem Falle mit mehr als 11 bzw. 15 kg/cm² beansprucht werden dürfen, auch nicht, wenn etwa Hartbrandziegel oder Klinker verwendet werden.

Für Steine und Ziegel der Zahlentafel 1 Reihe 8 ist die Mauerwerksfestigkeit M 28 nach 28-tägiger Erhärtung nachzuweisen, und zwar soweit die Steine Reichsformat haben, an Würfeln von 38 cm Kantenlänge, bei Steinen und Ziegeln anderer Abmessungen an Säulen mit einer Höhe = 2 · √F; die Versuchskörper müssen aus derselben Steinart und demselben Mörtel bestehen, wie sie im Bauwerk verarbeitet werden.

Zahlentafel 2.

Zulässige Druckspannungen in kg/cm² für Pfeiler¹ (bei außermittiger Belastung größte zulässige Kantenpressung)

Nr.	Steinart	DIN	Mörtel	Schlankheitsverhältnis $\frac{h}{s}$						
				4	5	6	8	10	12	
1	Zementschwemmsteine	1059	K-Z	4	2	1	—	—	—	—
2	Porige Vollziegel und Schlackensteine etwa im Reichsformat	—	K-Z	5	3	1	—	—	—	—
3	Sonderzementschwemmsteine	1059	K-Z	6	4	2	—	—	—	—
4	Mauerziegel 2. Klasse	105	K	8	5	3	1	—	—	—
5	Mauerziegel 1. Klasse	105	K-Z	10	7	5	3	—	—	—
6	Hartbrandziegel	105	Z	14	10	8	6	—	—	—
			K-Z	18	13	11	9	8	7	
7	Klinker	105	Z	22	14	12	10	9	8	
8	Steine der Zeile 8 in Zahlent. 1			35	20	17	13	11	10	

¹ Zwischenwerte geradlinig einschalten.
K = Kalkmörtel, K-Z = Kalkzementmörtel, Z = Zementmörtel.

3. Zulässige Zugspannungen.

Die Zugfestigkeit des Mauerwerks soll im allgemeinen nicht in Rechnung gestellt werden.

Ausnahmsweise dürfen — bei Zustimmung der Baupolizei in jedem einzelnen Fall — Biegezugspannungen berücksichtigt werden, die bei Verwendung von Klinkermauerwerk in Zementmörtel den Wert 2,0 kg/cm² und bei Verwendung von Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel den Wert von 1,0 kg/cm² nicht überschreiten dürfen.

Werden die Biegedruckspannungen unter Ausschluß der Zugfestigkeit ermittelt, so darf bei einem rechteckigen Querschnitt der Abstand der Mittelkraft von der Druckkante nicht kleiner sein als der 6. Teil der Mauerdicke in der entsprechenden Richtung; bei anders geformten Querschnitten ist sinngemäß zu verfahren.

V. Natürliche Steine.

1. Richtlinien für die handwerksgerechte Verarbeitung natürlicher Steine.

a) Allgemeines.

Naturstein für Mauerwerk muß gesundes Gefüge besitzen; dem Witterungswechsel ausgesetztes Mauerwerk muß frostbeständig sein.

Lagerhafte Steine sind im Bauwerk so zu verwenden, wie es ihrer natürlichen Schichtung entspricht. Die Lagerfugen sollen rechtwinklig zum Kraftangriff liegen.

Die Steinlängen sollen das 4- bis 5fache der Steinhöhen nicht überschreiten.

Die Mauervorderseite und die Mauerrückseite sind sorgfältig auszubilden.

Der handwerksgerechte Verband verlangt ferner, daß

1. an der Vorder- und Rückfläche nirgends mehr als 3 Fugen zusammenstoßen dürfen,

2. keine lotrecht von unten nach oben durchgehende Fugenreihe entstehen darf,

3. entweder auf 2 Läufer mindestens 1 Binder kommen muß oder durchgehende Binder- und Läuferschichten miteinander abwechseln müssen,

4. jeder Binder mindestens um die gemittelte Steinhöhe tiefer eingreifen muß als die benachbarten Läufer,

5. die Tiefe des Läufers mindestens gleich der Schichthöhe sein muß.

Sichtflächen sind nachträglich zu verfugen; sind die Flächen der Witterung ausgesetzt, so muß die Verfugung eine Tiefe gleich der Fugenweite haben, voll und wasserdicht sein.

b) Bruchsteinmauerwerk ².

Sparsam bearbeitete Bruchsteine werden im Verband und satt in Mörtel verlegt. Mörtelnerster sind durch Steinbrocken auszufüllen.

Auf der Sichtfläche sind weite Fugen auszuwickeln.

Auf der Rückseite ist der Verband innezuhalten, weite Fugen sind auszuwickeln.

Das Mauerwerk ist in seiner ganzen Dicke in Höhen von mindestens 2 m waagrecht auszugleichen, bei schräger Krafrichtung senkrecht zu dieser.

c) Hammerrechtes Schichtenmauerwerk ².

Die Steine erhalten Lager- und Stoßfugen, die ungefähr rechtwinklig zueinander stehen. Handwerksgerechter Verband ist innezuhalten. Hohlräume im Innern sind durch Mörtel, Mörtelnerster durch Steinbrocken auszufüllen.

Auf der Sichtfläche sind weite Fugen auszuwickeln.

Auf der Rückseite ist der Verband innezuhalten. Weite Fugen sind auszuwickeln.

Die Schichthöhe darf innerhalb einer Schicht und in den verschiedenen Schichten wechseln; jedoch ist das Mauerwerk in seiner ganzen Dicke in Höhen von 2 m waagrecht auszugleichen, bei schräger Krafrichtung senkrecht zu dieser.

d) Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk ².

Die Steine erhalten Lager- und Stoßfugen, die zueinander und zur Oberfläche senkrecht stehen. Handwerksgerechter Verband ist innezuhalten.

Mörtelnerster sind durch sorgfältiges Ausfüllen mit Steinen zu vermeiden.

Die Fugen der Sichtfläche dürfen nicht größer als 3 cm sein.

Auf der Rückfläche ist der Verband innezuhalten, weite Fugen sind auszuwickeln.

Die Schichthöhe darf innerhalb einer Schicht und in den verschiedenen Schichten in mäßigen Grenzen wechseln; in Höhen von mindestens 2 m ist das Mauerwerk in seiner ganzen Dicke waagrecht auszugleichen, bei schräger Krafrichtung senkrecht zu dieser.

e) Regelmäßiges Schichtenmauerwerk ².

Innerhalb einer Schicht darf die Höhe der Steine nicht wechseln; jede Schicht ist waagrecht auszugleichen. Im übrigen gelten die Vorschriften unter d).

Bei Gewölben u. dgl. müssen die Lagerfugen über die ganze Gewölbedecke hindurchgehen. Die Schichtsteine sind daher auf ihrer ganzen Tiefe in den Lagerfugen zu bearbeiten, während bei den Stoßfugen eine Bearbeitung auf 15 cm Tiefe genügt.

f) Quadermauerwerk ².

Die Steine sind genau nach Maß zu bearbeiten. Die Fugenweite soll 3 cm nicht überschreiten. Der handwerksgerechte Verband ist sorgfältig zu wahren.

Bei dünnen Fugen der Sichtfläche sind die an den Fugenflächen bearbeiteten Steine unmittelbar aufeinander zu verlegen; die Fugen sind mit Bleiblech auszulegen oder mit Mörtel auszugießen.

Der Verband ist auch an der Rückfläche zu wahren.

Quadermauerwerk wird mit und ohne Stoßfugen (Pfeiler, Säulen, Gewölbe) ausgebildet.

g) Pfeiler und Säulen ².

Pfeiler und Säulen werden wie Quadermauerwerk ausgebildet.

Pfeiler und Säulen aus Naturstein, deren Höhe größer als die 10fache Dicke ist, gelten als schlank.

Pfeiler und Säulen, deren Höhe die 15fache Dicke des Mauerwerkes übersteigt, sollen als tragende Bauteile nicht verwendet werden; in besonderen Ausnahmefällen sind durchgehende Quader (Ein-Stein-Quader) ohne Stoßfugen zu verwenden.

h) Natürliches Mauerwerk mit einer Rückseite aus künstlichen Steinen ².

Zahlentafel 3.

Zulässige Druckspannungen in kg/cm² für Quadermauerwerk ohne Stoßfugen in Zementmörtel 1:3 oder mit Bleiblech

Steinart	Auf-lager-steine	Gewölbe oder gedrungene Pfeiler und Stützen	Schlank Pfeiler und Stützen
Granit und Basalt	60	50	30
Syenit und Porphy	50	40	25
Buntsandstein mit kieselsäurehalt. Bindemittel	30	20	10
Muschelkalkstein	30	20	10
Marmor	30	20	15
Basaltlava	20	15	10
Sandstein mit tonigem Bindemittel	15	12	10
Kalkstein	15	12	10
Tuffstein	—	10	7

² Die Art der Bearbeitung der Steine in der Sichtfläche ist nicht maßgebend für die zulässige Zugbeanspruchung und daher hier nicht behandelt.

Auf der Rückseite muß mindestens jede dritte Schicht durchlaufend aus Bindern bestehen.

Die Lagerfugen auf der Vorderseite sind mit den zahlreicheren Lagerfugen auf der Rückseite durch unterschiedliche Fugenweite so auszugleichen, daß die Gesamtweite aller Fugen vorn und hinten innerhalb eines Geschosses möglichst gleich ist.

2. Allgemein zulässige Druckspannungen ohne besonderen Festigkeitsnachweis bei Verwendung nur fester und gesunder Steine.

Zahlentafel 4.

Zulässige Druckspannungen in kg/cm² für Quadermauerwerk mit Lager- und Stoßfugen in Zementmörtel 1:3

Steinart	Lager	Gedrungene Pfeiler und Säulen, Gewölbe	Schlank Pfeiler und Säulen
Granit und Basalt	40	35	20
Syenit und Porphy	35	30	17
Buntsandstein mit kieselsäurehalt. Bindemittel	20	14	7
Muschelkalk	20	14	7
Marmor	20	12	10
Basaltlava	12	10	7
Sandstein mit tonigem Bindemittel	10	8	7
Kalksandstein	10	8	7
Tuffstein	—	7	5

Zahlentafel 5.

Druckspannungen in kg/cm²

für Mauerwerk aus	Zementmörtel 1:4	Kalkzementmörtel
Regelmäßigen oder unregelmäßigen Schichten (Ziff. 1 d und c)	25	18
Hammerrechten Schichtsteinen (Ziff. 1 c)	18	12
Bruchsteinen (Ziff. 1 b)	12	9
Natürlichen Steinen mit einer Rückseite aus künstlichen Steinen (Ziff. 1 h)	—	5

3. Zulässige Druckspannungen auf Grund von Versuchen.

a) Quadermauerwerk ohne Stoßfugen.

Wenn die Druckfestigkeit der verwendeten Gesteinsart nach DIN DVM 2105 „Prüfverfahren für natürliche Gesteine“ festgestellt ist und wenn Zementmörtel 1:3 verwendet wird, sind folgende Druckspannungen zulässig:

- als Auflager $\frac{1}{10}$ der Steinfestigkeit
- als gedrungene Pfeiler, Säulen oder Gewölbe $\frac{1}{15}$ der Steinfestigkeit
- als schlank Pfeiler, Säulen $\frac{1}{25}$ der Steinfestigkeit

b) Sonstiges Mauerwerk.

Zugelassen wird $\frac{1}{5}$ der Mauerwerksfestigkeit, welche an 28 Tage alten Mauerwerksprismen der geplanten Ausführungsart von quadratischer Grundfläche a² und einer Höhe h = 3 · a unter mittigem Druck festgestellt wird.

Als obere Grenze gilt jedoch das 1,3fache der zulässigen Spannung nach den Zahlentafeln 4 und 5 je nach Mauerwerksart.

4. Zulässige Zugbeanspruchung.

Die Zugfestigkeit des Mauerwerks soll im allgemeinen nicht in Rechnung gestellt werden.

Ausnahmsweise dürfen bei Zustimmung der Baupolizei in jedem einzelnen Fall Biegezugspannungen bis zu $\frac{1}{15}$ der in den Tafeln 3 bis 5 zulässigen Druckspannungen, aber nicht mehr als 3 kg/cm², berücksichtigt werden.

Im Mauerwerk mit Kalk- oder Kalkzementmörtel dürfen Zugspannungen nicht in Rechnung gestellt werden.

Werden die Biegedruckspannungen unter Ausschluß der Zugfestigkeit ermittelt, so darf bei einem rechteckigen Querschnitt der Abstand der Mittelkraft von der Druckkante nicht kleiner sein als der 6. Teil der Mauerdicke in der entsprechenden Richtung; bei anderen Querschnitten ist sinngemäß zu verfahren.

5. Zulässige Schub- oder Scherspannung.

Die Schubspannung sowie die Scherspannung darf im Stein $\frac{1}{15}$ der zulässigen Druckspannung der Zahlentafel 4 nicht überschreiten.

Die nationale Kraftwirtschaft.

(Zum Programm der Dritten Weltkraftkonferenz in Washington vom 7. bis 12. September 1936.)

Die im Jahre 1924 unter dem Namen „World Power Conference“ (Weltkraftkonferenz) ins Leben gerufene große Kongreßorganisation lenkt von Jahr zu Jahr mehr die Augen der ganzen Öffentlichkeit auf ihre Arbeiten. Bedingt wird die steigende Anteilnahme nicht nur durch den immer größer werdenden Einfluß der Kraftversorgung auf das gesamte menschliche Leben, sondern auch dadurch, daß es der Weltkraftkonferenz gelungen ist, bisher eine ganze Reihe bemerkenswerter Tagungen in Europa — und einmal auch in Asien — abzuhalten. Wir alle erinnern uns wohl noch der zweiten Volltagung der Weltkraftkonferenz, die im Juni 1930 in Berlin stattfand, und zu der nahezu 4000 Fachleute aus dem Inland und von allen Erdteilen erschienen waren. Die letzte Teiltagung hat 1933 in den skandinavischen Ländern stattgefunden, und im Juni d. J. findet ebenfalls eine Teilkonferenz unter dem Titel „Chemie-Ingenieur-Kongreß“ in London statt.

Als Ort der dritten Volltagung ist nun endgültig Washington bestimmt worden, und das Amerikanische Nationalkomitee der Weltkraftkonferenz hat im Einvernehmen mit der Regierung der Vereinigten Staaten nunmehr die offiziellen Einladungen für den vom 7. bis 12. September stattfindenden Kongreß an alle Länder hinausgehen lassen.

Wie jede vorhergehende Tagung steht auch die dritte Volltagung unter einem besonderen Leitwort, das die Amerikaner „The National Power Economy“ genannt haben. Das Amerikanische Nationale Komitee will keine Sonderberichte über bestimmte technische oder wirtschaftliche Sonderfragen, sondern will alle Berichte gewissermaßen auf einen gemeinsamen Nenner bringen, d. h., sie sämtlich unter dem Gesichtspunkt der sozialen und wirtschaftlichen Interessen einer Nation behandelt wissen. So wie in der Praxis technische, wirtschaftliche, finanzielle, organisatorische und verwaltungstechnische Gesichtspunkte niemals getrennt auftreten, sondern stets aufeinander einwirken, so sollen auch die Berichte für die dritte Volltagung alle diese Ausblicke in sich vereinigen.

Auch auf der dritten Weltkraftkonferenz wird der Grundsatz eingehalten, daß nicht jeder Fachmann, der den Wunsch und Willen hat, mitzuarbeiten, nun einen Bericht für die Konferenz einreichen kann. Hierdurch würde nicht nur das Berichtswerk ins Ungeheure anwachsen, auch die Aussprache, die ja das Wichtigste bei derartigen Tagungen ist (die Berichte selbst werden nicht vorgetragen, sondern den Teilnehmern möglichst schon vor Beginn der Tagung gedruckt vorgelegt), soll sich nur auf ganz bestimmte Punkte beschränken, um hierdurch möglichst eindrucksvoll und wertvoll zu werden.

Die Vorbereitung und Durchführung der deutschen Berichterstattung für die dritte Weltkraftkonferenz liegt in den Händen des Deutschen Nationalen Komitees der Weltkraftkonferenz, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, das auch zuständig ist für die Anmeldung derjenigen, die an der Tagung persönlich teilzunehmen wünschen. Es wird Vorsorge getroffen werden, die deutschen Teilnehmer in Sonderfahrten nach Amerika zu bringen, um hierdurch die Kosten auf ein Mindestmaß zu senken. Einzelheiten können im Augenblick noch nicht bekanntgegeben werden. Immerhin können sich schon jetzt diejenigen beim Deutschen Nationalen Komitee der Weltkraftkonferenz melden, die grundsätzlich die Absicht haben, die dritte Weltkraftkonferenz zu besuchen.

Geräte und Einrichtungen für den Werkluftschutz auf der Leipziger Messe.

Der Luftschutz größerer Anlagen erfordert zahlreiche, jeweils für die Eigenart des betreffenden Werkes besonders geartete Einrichtungen. Im Vordergrund stehen dabei bautechnische Erfordernisse. Für die bauliche Ausgestaltung von Luftschutzkellern und anderen Anlagen haben die auf der Leipziger Messe vielfach gezeigten Bauteile infolge ihrer die Herstellung verbilligenden Normung und Massenfertigung allgemein gute Aufnahme gefunden.

So kommt es, daß zahlreiche patentierte Verfahren und Bauteile für Luftschutzanlagen bereits seit längerer Zeit auf der Leipziger Messe zu finden sind. Wenn ihnen für die besonderen Zwecke des Werkluftschutzes bestimmte neue Artikel angeschlossen werden und Aussteller mit neuen Hilfsmitteln und Verfahren erscheinen, wird dadurch das Interesse der Käufer nur noch stärker angeregt. Denn in ganz Deutschland gibt es einige Hunderttausend größere oder kleinere Betriebe, die alle für den Luftschutz Vorsorge treffen müssen. Gerade unter den Besuchern der Leipziger Messe befinden sich sehr viele, die als Betriebsführer oder -leiter hierfür die Verantwortung tragen oder zum wenigsten auf die Einrichtung der Luftschutzanlagen maßgebenden Einfluß haben. Darum wird ein Messestand, der Geräte und Einrichtungen für den Luftschutz zeigt, auf gute Beachtung rechnen dürfen und auch umfangreiche Absatzmöglichkeiten erschließen. Doch ist der Bau von Luftschutzkellern nur ein Teil der gesamten Einrichtung, die größere Werke für Luftschutzzwecke benötigen. Sie haben Spezial-Feuer-Löschgerät nötig, Werkzeuge aller Art in größeren Mengen, Notbeleuchtungen, Signalanlagen, Fernmeldecinrichtungen, Chemikalien, Fahrzeuge, Gasmasken, Schutzkleidungen sowie zahlreiche andere Artikel und Geräte. Wobei nicht vergessen werden darf, daß gerade für den Werkluftschutz eine ziemlich umfangreiche Vorratshaltung an all diesen Dingen unbedingt

erforderlich ist. Gerade hier wird der Verkäufer von Luftschutzgerät am ehesten zu Aufträgen kommen können.

Für den Luftschutz sind zahlreiche Artikel notwendig, ihre besondere Kennzeichnung auf Prospekten und ihre richtige Verpackung für die Bereithaltung innerhalb des Werkluftschutzes wäre darum empfehlenswert. In einer solchen Form können sie Interesse erregen und große Umsätze bringen.

Das Reichsarbeitsgericht über die Haftung des Betriebsführers.

(Wenn der Gefolgsmann mit dem Betriebsführer auf Geschäftsfahrt verunglückt)

Jeder Betriebsführer hat nach dem Bürgerlichen Gesetzbuch und der Reichsgewerbeordnung grundsätzlich die Pflicht, die von seinen Gefolgsleuten verlangten Dienstleistungen so zu regeln, daß die Gefolgsleute gegen Gefahren für Leben und Gesundheit soweit geschützt sind, als es die Natur der Dienstleistung gestattet. Das gilt auch dann, wenn der Betriebsführer einen Gefolgsmann in seinem Kraftwagen auf Geschäftsfahrt, beispielsweise zum Kundenbesuch mitnimmt. Im entschiedenen Fall war der vom Betriebsführer gesteuerte Kraftwagen infolge überaus starken Glatteises ins Schleudern geraten, und der mitfahrende Gefolgsmann hatte sich durch Herausspringen zu retten versucht, dabei aber einen schweren Armbruch erlitten. Der Verletzte verklagte den Betriebsführer auf Schadensersatz.

Das Reichs-Arbeitsgericht hat jetzt das dem Gefolgsmann ungünstige Urteil des Landesarbeitsgerichts Münster aufgehoben und zu seinen Gunsten unter folgenden Gesichtspunkten neuerliche Verhandlung angeordnet.

Die Unglücksfahrt erfolgte zu geschäftlichen Zwecken, die Mitfahrt des Gefolgsmannes geschah im Rahmen seiner Dienstpflicht, deshalb hatte der Betriebsführer für ihn gemäß §§ 618 BGB. und 120 a RGewO. zu sorgen. Die in der Mitfahrt zum Kundenbesuch bestehende Dienstleistung mußte der Betriebsführer so regeln, daß der Gefolgsmann gegen Gefahren für Leben und Gesundheit im Rahmen des Möglichen geschützt war. Es liegt auf der Hand, daß die Mitnahme des Gefolgsmannes bei dem starken Glatteis gefahr- und unfalldrohend war. Verhält sich die Sache so, daß im Hinblick auf das überaus starke Glatteis von vornherein mit einem Unfall gerechnet werden mußte oder daß der Betriebsführer nicht in der Lage war, das Kraftfahrzeug unter solchen schwierigen Verhältnissen sicher zu steuern, dann durfte von dem Gefolgsmann die Mitfahrt überhaupt nicht verlangt werden. Gegenüber einem etwaigen Mitverschulden (Herausspringen) des Gefolgsmannes ist zu beachten, daß bei Verstößen gegen §§ 618 BGB. und 120 a RGewO. den Betriebsführer regelmäßig das grundlegende Verschulden trifft. „Reichsgerichtsbriefe“ (RAG. 159/35. — 12. 10. 1935).

K. Mißlaack.

Berichtigung.

Zum Aufsatz Habel: „Berechnung der waagerechten Grundschwingungen von Stockwerkrahmenbauten nach der Energiemethode“ im Jg. 1935, Heft 47/48, 49/50.

S. 486: $y_v =$ lotrechte Verschiebung eines Riegeelementes.

S. 487: Vor (Gl. 4):

$$y_v = \frac{M_1 x}{6 l_r E I_r} (2 l_r^2 - 3 l_r x + x^2) - \frac{M_r x}{6 l_r E I_r} (l_r^2 - x^2)$$

In Gl. (6) rechts soll es heißen: $- 0,0060962 M_1 M_r$.

$$S. 488: \text{Vor Tab. 2: } \int_0^{l_r} y_0^2 dx = \frac{0,0021164 l_r^2}{(E I_r)^2} D$$

S. 489: $\tau = 1,0779$ sec statt $1,0779$ /sec. (Ebenso ist bei allen weiteren Schwingungszeiten der lotrechte Strich vor sec wegzulassen.)

S. 496: In der ersten Zeile: auf S. 489 statt auf S. 487.

Dr. Habel.

NEUERSCHEINUNGEN.

Stahl im Automobilbau. Reihe „Stahl überall“ der Beratungsstelle für Stahlverwendung. Heft 1. Mit 30 Abb. Düsseldorf (Stahlhof Bastionstr. 39). 1936. 36 S. DIN A 5. Kostenlos zu beziehen.

Deutscher Reichsbahn-Kalender 1936. Format 26 × 16 cm. Leitwort: Was dir die Reichsbahn sein will. Herausgegeben vom Pressedienst der deutschen Reichsbahn. Leipzig 1936, Concordia 160 Bl. m. Abb. Preis brosch. RM 3,20; geb. RM 4,40.

Strom ins Haus. Plangerechte Stromversorgung von Wohnungen. Herausgegeben von der Arbeitsgemeinschaft zur Förderung der Elektrowirtschaft. Bearbeitet von W. Hensel und W. Baum. Frankfurt/M. Mit zahlr. Abb. und Grundrissen. Berlin 1935. 20 S. 27 × 34 cm. Preis RM —,75.

50 Jahre Metallschlauch 1885—1935. Herausgegeben von der Metallschlauchfabrik vorm. Hch. Witzemann, Pforzheim. Bearbeitet von F. Feldhaus. Mit 40 Abb. 68 S. 16 × 23,5 cm. Preis RM 1,—.