

# Pfeilergründung der San Francisco-Oakland-Brücke

Autor(en): **Dardel, Walter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **105/106 (1935)**

Heft 17

PDF erstellt am: **19.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-47428>

## **Nutzungsbedingungen**

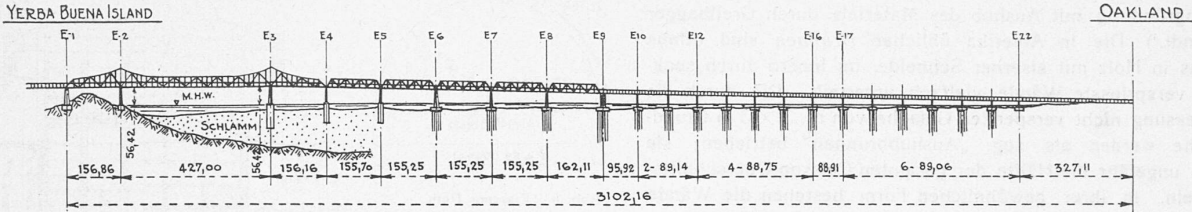
Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.



Yerba Buena Insel.

Abb. 3. San Francisco-Oakland Ost Bay Brücke, 1 : 20 000.

Hierauf erwiderte Dr. Fritz Stüssi was folgt:

Die Ableitung von Dipl. Ing. J. Trüb beruht auf der Annahme, dass der Unterflansch während des Kippens nicht ausweiche. Diese Annahme ist indessen nicht zutreffend. Ersetzt man sie durch das Verhältnis  $y : \varphi$ , das sich aus den Gleichungen 4 und 9a meines Aufsatzes für den Fall eines konstanten Biegemomentes  $M_1$  ( $\varphi$  und  $y$  sinusförmig) und bei konstantem I-Querschnitt zu

$$\frac{y}{\varphi} = \frac{C(1 + \frac{\pi^2}{a^2})}{M_1}$$

ergibt, so liefert die Ableitung Trüb mit der Schreibweise  $B_2 = EJ_y$  und  $\eta \sigma_{\max} 2J_x : h = M_1$ , kr.

$$M_{1, kr.} = \frac{\pi^2 B_2}{l^2} \frac{C(1 + \frac{\pi^2}{a^2})}{M_1}$$

oder  $M_{1, kr.} = \frac{\pi \sqrt{B_2 C}}{l} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$  . . . (a)

in Uebereinstimmung mit Gl. (14). Diese Gleichung wurde übrigens zuerst von Timoshenko aufgestellt.

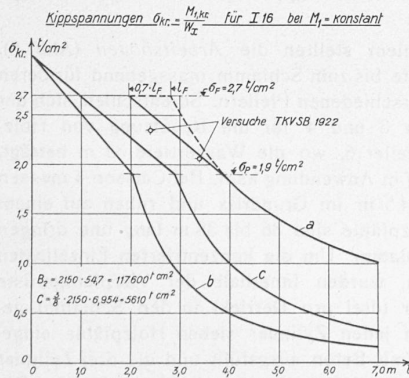
Die von J. Trüb angegebene Formel kann auch geschrieben werden

$$M_{1, kr.} = \frac{\pi^2 B_2}{2 l^2} h ; \dots \dots \dots (b)$$

sie stellt somit ( $J_{Flansch} = 1/2 J_y$ ) die Eulersche Knicklast des losgelösten Druckflansches multipliziert mit der Trägerhöhe  $h$  dar. Sie stimmt daher, abgesehen vom Unterschied zwischen Trägerhöhe und innerm Hebelarm, überein mit der leider noch stark verbreiteten Auffassung, dass die Kipplast aus der Knicklast des Druckflansches bestimmt werden könne. Es ist auch schon vorgeschlagen worden, bei der Bestimmung der Knicklast des Druckflansches auch die Steifigkeit des Zugflansches, der ja einer Ausbiegung entgegenwirkt, mitzuberücksichtigen, d. h.

$$M_{1, kr.} = \frac{\pi^2 B_2}{l^2} h \dots \dots \dots (c)$$

In der beigegebenen Abbildung sind die kritischen Spannungen eines Normalprofilträgers I 16 aus Baustahl St. 37 bei konstantem Moment  $M_1$  nach den Gleichungen (a), (b) und (c) dargestellt. Bei den Knickkurven  $b$  und  $c$  wurde für den unelastischen Bereich die Tetmajersche Gerade als massgebend angenommen, bei der Kurve  $a$  die Fließgrenze mit linearer Interpolation zwischen  $\sigma_p$  und  $l_F' = 0,7 l_F$ . Die eingetragenen Versuchspunkte sind einem unveröffentlichten Versuchsprotokoll der T. K. V. S. B. (Biegeversuche im Mai 1922 an der E. M. P. A.,



Zürich: 1. Seitliches Knicken des gedrückten Gurtes von I-Eisen. Versuche Nr. 1 und 5. Berichtersteller A. Walther, J. Brunner, M. Roß) entnommen. Ihre Uebereinstimmung mit den Kippspannungen nach a ist bei Beachtung der Streuungen von Materialeigenschaften und Querschnittswerten und der kaum zu verwirklichenden Voraussetzungen des idealen Kippens eine sehr gute; dagegen sind die Abweichungen von den Knickkurven  $b$  und  $c$  unzulässig grosse. Die praktische Verwendung der in Abb. 5 (S. 125)

angegebenen Kippspannungen hat gegenüber irgendwelchen Näherungsformeln allerdings den Nachteil, dass der Wert des Verdrehungsträgheitsmomentes  $J_d$  in den Profiltafeln nicht enthalten ist und deshalb vom Konstrukteur selbst berechnet werden muss. Diese kleine und einmalige Mehrarbeit dürfte aber durch den Vorteil der Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit mehr als aufgewogen werden.

Zürich, 31. März 1935. Fritz Stüssi.

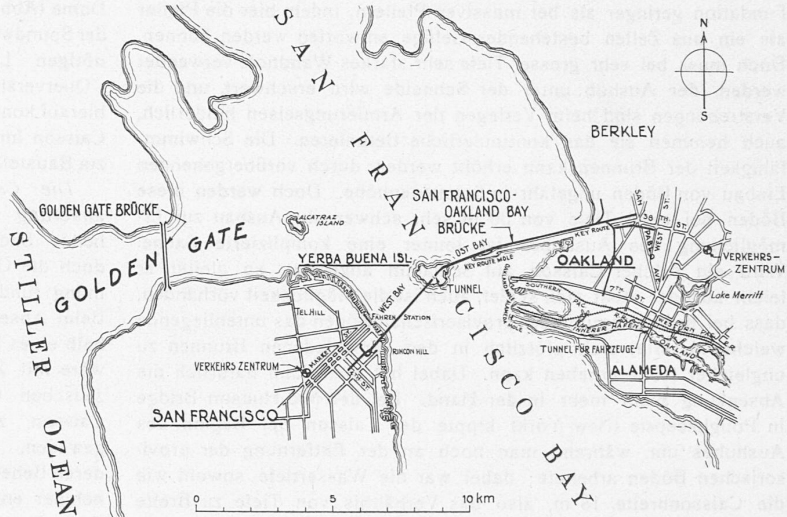


Abb. 1. Die neuen Riesenbrücken bei San Francisco: die Golden Gate Brücke im Norden und die Baybrücke im Osten der Stadt. — 1 : 250 000.

**Pfeilergründung der San Francisco-Oakland-Brücke.**  
Von Ing. WALTER DARDEL, M. A. C. I., Aarberg (Bern).

Ein Blick auf den Situationsplan, Abb. 1, zeigt sofort, welches grosses Interesse die Stadt San Francisco an den beiden gewaltigen Brückenbauten hat, die zur Zeit in Ausführung begriffen sind: von ihrem östlichen Hinterland trennt sie die San Francisco-Bay, und für den Verkehr mit dem Norden ist das goldene Tor zu überbrücken. Dies übernimmt eine Hängebrücke mit einer Rekordspannweite der Hauptöffnung von 1280 m; einer ihrer beiden Türme ist schon montiert. Doch soll dieser Bericht der andern, der San Francisco-Oakland-Brücke gewidmet sein, die eigentlich aus zwei Teilen (West-Bay-Brücke und Ost-Bay-Brücke, Abb. 2 u. 3) besteht, da der Verkehrszug sich in der Mitte der Bay auf die Yerba Buena Insel stützt und die dortigen Felsen in einem Tunnel durchfährt. Die heute von Fährbooten bewältigte Verkehrsleistung beträgt 11 000 Fahrzeuge und rd. 137 000 Personen im Tag, woraus sich die zwei-stöckige Ausbildung des Fahrbahnquerschnittes (Abb. 4) erklärt. Auch der 164 m lange Tunnel wird zwei-stöckig ausgebaut, 20 m breit und 15,5 m hoch. Die Gesamtlänge des neuen Verkehrsweges erreicht 13,25 km, seine Kosten etwa 75 Mill. \$.

Bei den Fundierungen der West-Bay-Brücke galt es, durch Sand und Lehm zu einer grössten Tiefe von rd. 67 m auf Felsen zu dringen, wobei zu beachten ist, dass diese Pfeiler überaus grosse Abmessungen aufweisen, zum Teil infolge waagrechtter Kräfte, verursacht durch Gezeitenströmung, Wind und Kabelzug, sowie Erdbeben.

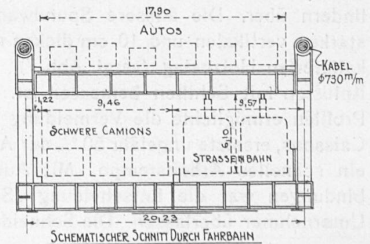


Abb. 4. Fahrbahn-Querschnitt 1 : 500.

Bisher wurde für annähernd gleiche Tiefen meistens die Brunnengründung mit Aushub des Materials durch Greifbagger angewandt.<sup>1)</sup> Die in Amerika üblichen Brunnen sind offene Caissons in Holz mit eiserner Schneide, im Innern durch senkrechte, verspriesste Wände vielfach unterteilt. Die durch die Verspriesung nicht versperrten Gefache von rd. 3 × 3 m Grundrissfläche werden als sog. „Aushubbrunnen“ betrieben; sie nehmen ungefähr die Hälfte der gesamten Caisson-Querschnittsfläche ein. In ihrer gewöhnlichen Form bestehen die Wände um die Aushubbrunnen aus Holzfachwerk, das mit Beton ausgefüllt wird. Nicht nur die äusseren Caissonwände, sondern auch die Wände der Aushubbrunnen sind wasserdicht. Nachdem der Caisson bis zur richtigen Tiefe abgesenkt ist, werden die Aushubbrunnen bis zu einer bestimmten Höhe mit Beton, darüber mit Wasser gefüllt, das Gewicht von Holz und Beton ist dann ungefähr doppelt so gross wie das des verdrängten Wassers. Dabei liegt die Oberfläche des Füllbetons ungefähr in halber Höhe des Caisson-Tiefganges.

Bei dieser Brunnengründung sind Kosten und Gewicht der Foundation geringer als bei massiven Pfeilern, indem hier die Pfeiler als ein aus Zellen bestehendes Gefüge entworfen werden können. Doch muss bei sehr grosser Tiefe sehr starkes Wandholz verwendet werden, der Aushub unter der Schneide wird erschwert, und die Verstrebungen sind beim Verlegen der Armierungseisen hinderlich, auch hemmen sie das kontinuierliche Betonieren. Die Schwimmfähigkeit der Brunnen kann erhöht werden durch vorübergehenden Einbau von Böden ungefähr in Schneidhöhe. Doch werden diese Böden bei einer Tiefe von 30 m sehr schwer, ihr Ausbau zur Ermöglichung des Aushubes ist immer eine komplizierte Sache. Wird ein solcher Caisson auf Schlamm abgesetzt, so gleitet er leicht ab oder stellt sich schief, auch ist die Möglichkeit vorhanden, dass bei der Entfernung der provisorischen Böden das untenliegende weiche Material sich plötzlich in den verschiedenen Brunnen zu ungleicher Höhe erheben kann. Dabei hat man dann natürlich die Absenkung nicht mehr in der Hand. Bei der Mid-Hudson Bridge in Poughkeepsie (New York) kippte der Caisson bei Beginn des Aushubes um, während man noch an der Entfernung der provisorischen Böden arbeitete; dabei war die Wassertiefe sowohl wie die Caissonbreite 18 m, also das Verhältnis von Tiefe zu Breite rund 1. Bei Pfeiler 6 der San Francisco-West-Bay-Brücke ist die Wassertiefe 32 m, die Caissonbreite 22,50 m, also ein Verhältnis von annähernd 1:1 1/2; das war auch der Grund, warum hier provisorische Böden nicht in Frage kamen.

Man suchte daher eine Lösung, die unter Beibehalt der Zellenform die erwähnten Mängel ausschalten sollte und einigte sich auf die von Dr. Ing. D. E. Moran vorgeschlagene sog. *Zylindermethode*. An Stelle der rechteckigen Aushubbrunnen werden Zylinder eingebaut, provisorische Böden werden durch Dome auf den Zylindern ersetzt. Das Wasser in den Aushubbrunnen kann nun durch Druckluft auf jede gewünschte Höhe verdrängt werden und man erhält so einen leicht manövrierbaren Schwimmkörper. Die Stahlzylinder dienen zu gleicher Zeit als Betonschalung und verbleiben im Pfeiler. Diese Methode hat natürlich viele Vorzüge gegenüber den primitiven Brunnen, namentlich kann den aus dem Baugrund erwachsenden Schwierigkeiten (Abrutschen, Schiefstellen usw.) begegnet werden, und wenn nötig können Luftsclausen auf die Dome gesetzt werden, sodass Arbeiter in die Zylinder einsteigen können.

**Konstruktion der Caissons** (Abb. 5). Die Schneide besteht aus doppelwandigen, in lichten Abständen von 4,56 m längs und quer angeordneten Trägern, die am unteren Ende wasserdicht abgeschlossen sind, sodass die gesamte Schneidenkonstruktion ein selbständiger Schwimmkörper ist. Anpassungsprofile führen von den quadratischen Oeffnungen zwischen den Trägern zu den Zylindern über. Die äussere Spundwand besteht aus einem 25 cm starken vertikalen und 10 cm dicken diagonalen, imprägnierten und kalftaterten Holzbelaag (vergl. Abb. 7), der auch mit Rücksicht auf Kollision mit Schiffen bemessen ist. Die Benützung von eisernen Profilen ermöglichte die Vermeidung von allem Holz innerhalb der Caissons, ersetzte ungefähr 50% der Armierungseisen und gestattete ein schnelles Arbeitstempo. Mit Ausnahme einiger weniger Verbindungen war die Entscheidung „Schweissen oder Nieten“ dem Unternehmer überlassen. Die Schneiden wurden auf der Helling zu-

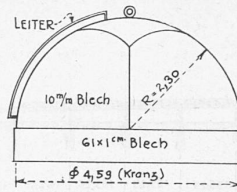
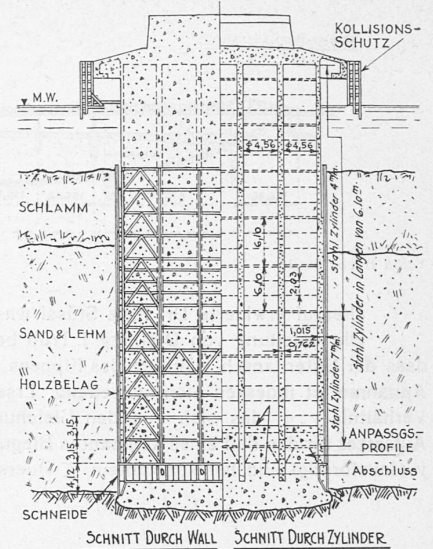


Abb. 6. Eiserner Dom über den Zylindern.

Abb. 5 (rechts). Grundrisse und Schnitte durch einen Caisson. 1 : 900.



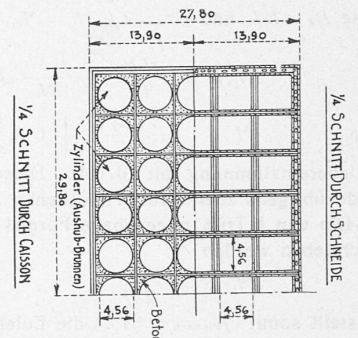
sammengefügt und von Stapel gelassen. Dann folgte das Errichten der Zylinder und der Dome (Abb. 6), ebenso der Spundwand mit den nötigen Längs- und Querverstrebungen; hierauf konnte man den Caisson im Schlepptau zur Baustelle befördern.

Die Caissons-Verankerung war eine heikle Sache, beträgt doch die Gezeitenströmung rund 3,3 m/sec. Beim Absenken innerhalb eines Leitgerüsts wäre mit Zwängungen zwischen Gerüst und Caisson zu rechnen gewesen, sodass zu deren Behebung Taucher hätten eingesetzt werden müssen. Der Unternehmer entschloss sich daher, die Caissons direkt zu verankern.

T-förmige, 16 bis 23 t schwere Anker aus Eisenbeton (Abb. 8) wurden mit Spritzröhren längs ihrer untern Kante ausgerüstet. Diese Anker, mit den nötigen Seilverbindungen versehen, wurden auf Derrick-Barken zur Stelle gebracht und in genauer Lage, unter Zuhilfenahme von Triangulationspunkten, versenkt. Der Schlamm wurde durch Spritzen unterwühlt, bis sich die Anker darin vergraben hatten. Jeder Anker wurde ungefähr 90 m vom Caisson entfernt versenkt und ist mit ihm durch eine 5 cm Ø Ankertrasse von 150 t Bruchfestigkeit verbunden. Dabei wurden die Trossen, infolge der fast horizontalen Zugkraft, nur wenig belastet, obschon mit 2 m Ebbe und Flut zu rechnen war. Wie in Abb. 8 zu sehen, sind die Winden für die Bedienung dieser Seile oben auf dem Caisson aufgestellt.

Ein weiteres Problem stellten die *Arbeitsböden* (Abb. 8). Dabei war die Wassertiefe bis zum Schlamm massgebend für deren Ausgestaltung an den verschiedenen Pfeilern. So entschied sich der Unternehmer bei Pfeiler 3 und 4 für die Benützung von Holzpfählen, während für Pfeiler 6, wo die Wassertiefe 32 m beträgt, eine Schwimmausrüstung in Anwendung kam. Bei Caisson 4 messen die Arbeitsböden 12 × 54,5 m im Grundriss und ruhen auf einem Vierpfahlgerüst. Die Holzpfähle sind 36 bis 38 m lang und dringen rd. 12 m tief in den Schlamm. Um die konzentrierten Einzellasten der Derricks zu tragen, wurden innerhalb der Vierpfahlgerüste 2,40 m Ø Stahl-Zylinder (drei pro Derrick) in den Schlamm getrieben, ausgebaggert, in jeden Zylinder sieben Holzpfähle eingebracht, dann das ganze mit Beton ausgefüllt und die drei Zylinder durch Holzverstrebungen und Kabel miteinander verbunden. Die Arbeitsgerüste sind mit den Caissons nicht verbunden, helfen also nicht etwa, diese in Stellung zu halten, doch sind sie durch Seile an den Caissonankern gehalten.

Das Absenken (Abb. 9) war für alle Caissons ähnlich. Der erste Vorgang beim Aufbau der Zylinder ist das autogene Abschneiden der Dome. Zwei Längen von je 6 m Zylinder werden dann aufgebaut, der Dom darauf gesetzt und alles wieder zusammenschweisst. Zu gleicher Zeit wird die Spundwand verlängert, ebenso die Profil-



<sup>1)</sup> Die Brunnengründung, deren Tiefe der hier vorliegenden am nächsten kommt, erreicht immerhin nur 49 m (Hawkesbury Bridge in Neu-Süd-Wales, Australien).

DIE PFEILERGRÜNDUNG BEIM BAU DER SAN FRANCISCO-OAKLAND-BRÜCKE, CALIFORNIEN U. S. A.

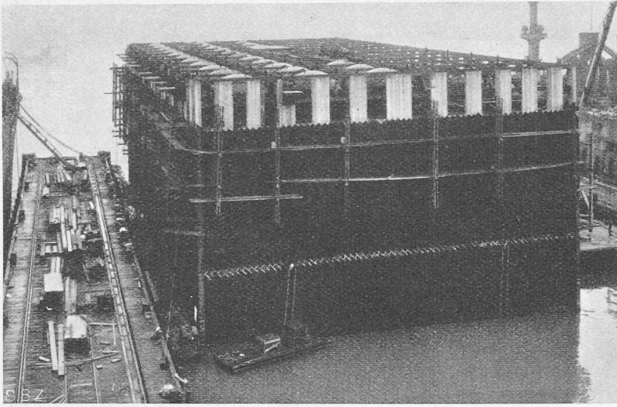


Abb. 7. Schwimmender Caisson vor der Vollendung.

rahmen. Eine solche Operation nahm für die 55 Zylinder des Caissons 4 ungefähr 23 Tage in Anspruch. Beim Senken darf die Druckluft nicht zu schnell abgelassen werden, da sonst Tendenz vorhanden ist, das Material unter der Schneide einzusaugen. Um dies zu verhindern, wurde nach dem Absetzen der Caissons Wasser in die Zylinder gepumpt und die Druckluft langsam abgelassen; damit erhielt man einen konstanten Druck auf der Höhe der Schneide.

Sobald aller Druck in den Zylindern nachgelassen hat, werden die Dome entfernt und der weitere Vorgang des Senkens geschieht wie bei einem offenen Caisson: Greifbagger entfernen das Material mit aller Vorsicht. Bei Pfeiler 6 hob der Unternehmer zu tief unter den Schneiden aus, der Caisson neigte sich nach einer Seite, wurde aber ohne grosse Schwierigkeiten wieder in die Senkrechte gebracht. Das Gleiche ereignete sich bei Caisson Nr. 4, doch nicht ganz so schlimm. Ausgehobenes Material wurde ausserhalb der Caissons versenkt.

**Betonieren.** Die Zuschlagstoffe wurden auf der Oakland-Seite dosiert und in Mischbarken verladen. Jede Barke trug 80 Kies-sandhaufen zu 2,70 m<sup>3</sup>, Zement in Spezial-Zylindern, einen Tank mit Wasser, sowie die Mischmaschine, bestehend aus vier 2,70 m<sup>3</sup> „Auto-Type“-Mischern. Während der Ueberfahrt wurde der Beton gemischt und an der Baustelle durch Transportband auf die Unter-nehmer-Barke verladen. Dort wird der Beton in einem 2,70 m<sup>3</sup> Behälter empfangen, hierauf in einem 2,70 m<sup>3</sup> Kübel hochgezogen und in den Beton-Pump-Behälter entleert. Er passiert dann die Pumpen und wird durch Oeffnungen in der Spundwand in die Caissons eingeleitet. Diese Installation erlaubte Betonieren und Arbeiten an der Spundwand ohne gegenseitige Störung. Jede Pumpe hatte eine Leistung von rd. 30 m<sup>3</sup>/h und beförderte Beton mit einem 5 cm-Slump. Die durchschnittliche Tagesleistung war 916 m<sup>3</sup>, die durchschnittliche Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen 210 kg/cm<sup>2</sup>.

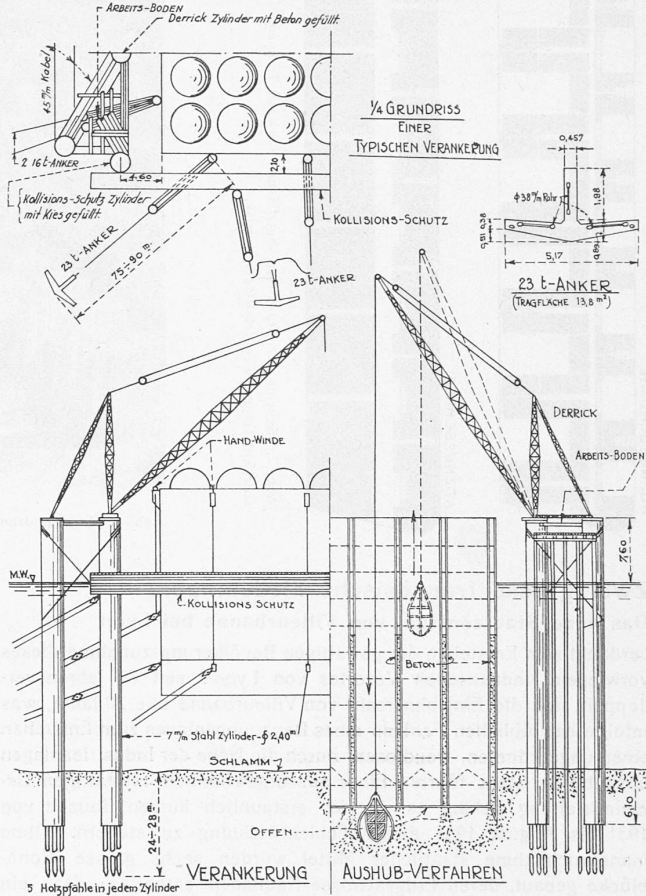


Abb. 8. Einzelheiten der Caissonverankerung und -Absenkung, 1 : 800.

Die Brücke wird erbaut durch die „California Toll Bridge Authority“, wobei das Staats-Baudepartement Aufsicht über Entwurf, Berechnung und Ausführung hat (Ing. Charles H. Purcell, Charles E. Andrew und Glenn B. Woodruff). Konsultierende Ingenieure für die Fundationen sind Moran & Proctor in New York (Chef-Ing. George L. Freeman); der Verfasser war als Entwurfs-Ingenieur bei dieser Firma tätig. Unternehmer für die Pfeiler 2 bis 6 ist die Transbay Construction Co. Gegenüber dem Bauprogramm sind die Arbeiten sechs Monate voraus, sodass mit der Eröffnung auf Anfang nächsten Jahres zu rechnen ist.

Caisson wird zur Baustelle befördert & verankert

Einbringen von 7740 m<sup>3</sup> Beton.  
Druck in Zyl. 1.16 Atm.

Heben der Zylinder & Spundwand um 12.2 m.  
Beton 10'270 m<sup>3</sup>  
Druck in Zyl. 1.50 Atm.

Caisson landet auf Schlamm.  
Druck wird auf 0.92 Atm. nachgelassen & Caisson sinkt 2.44 m in Schlamm.  
Kein Druck in 50% der Zylinder.  
Wasser wird eingepumpt mit Nachlassen des Druckes. Beton 14470 m<sup>3</sup>.

Einbringen von 7150 m<sup>3</sup> Beton

Heben der Zylinder (38.5 m) über die Schneide. Kein Druck mehr in Zylindern. Beton 23'900 m<sup>3</sup>.

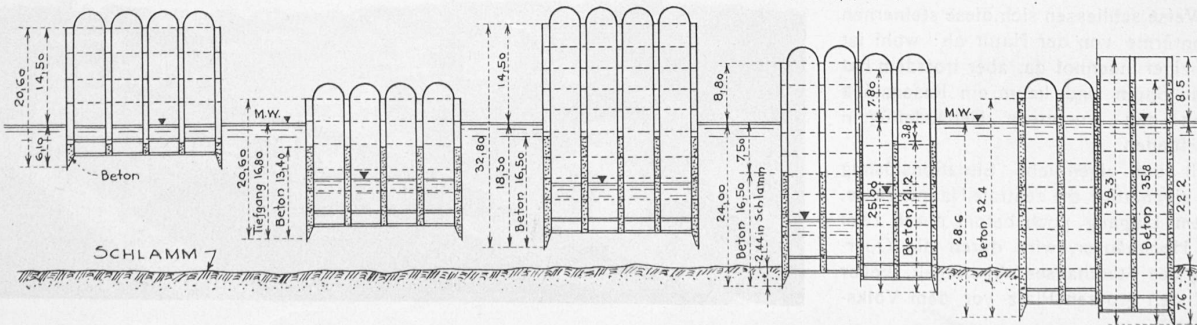


Abb. 9. Schema der Caisson-Absenkung. — Masstab 1 : 1000.

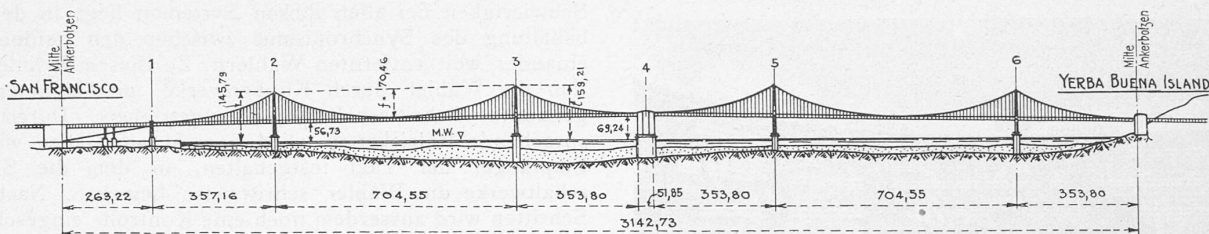


Abb. 2. San Francisco-Oakland West Bay Brücke, 1 : 20 000.

Tunnel durch die

entwickelt. Der Vergleich der beiden Spannungen, die zusammenschaltet werden sollen, wird stets durch Hintereinanderschalten der an den Spannungstransformatoren sekundär abgenommenen Spannungen vorgenommen. Die Summenspannungen zweier sinusförmiger Spannungen, die nicht ganz synchron sind, ergibt eine sinusähnliche Schwingung mit variabler Amplitude, eine sogenannte Schwebung. Verbindet man die variablen Maximalwerte durch eine

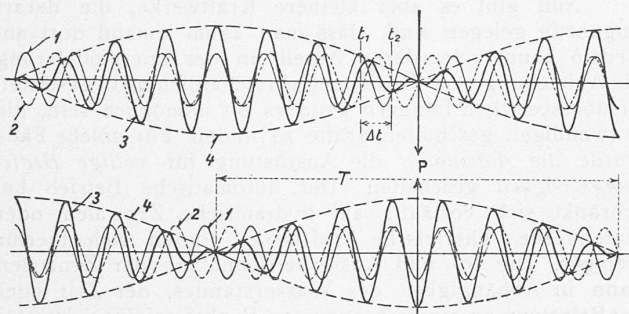


Abb. 24. Spannungsdiagramm vor der Parallelschaltung.

Linie, so erhält man die in Abb. 24 gestrichelte Schwebungskurve. Je nach der angewendeten Vergleichsschaltung (Hell- oder Dunkelschaltung) fällt der Punkt, wo der Synchronismus erreicht ist, zusammen mit dem Maximum der Schwebungskurve (untere Kurve) oder mit ihrem Schnittpunkt mit der Zeitaxe (obere Kurve). Das Parallelschaltrelais der Abb. 25 erfasst den Moment des Synchronismus in der Dunkelschaltung, d. h. da, wo die Neigung der Schwebungskurve und damit die Genauigkeit der Messung am grössten ist. Bei Annäherung an den Moment der Spannungsgleichheit (etwa vom Zeitpunkt t<sub>1</sub> an, Abb. 24) sinkt die Spannung der beiden die Drehscheibe A entgegen dem Moment der Schwerkraft emporhaltenden Magnetspulen 5 und 6 so stark, dass die Scheibe sich zu drehen beginnt und den Kontakt 1, sodann auch den Kontakt 2 schliesst. Die zwischen dem Schliessen der beiden Kontakte verstreichende Zeit Δt wächst mit der Schwebungsdauer T und ist somit ein Mass für die Genauigkeit der Ueber-einstimmung der beiden Frequenzen. Erst wenn dieses Mass eine einstellbare Zeit, nämlich die Ablaufzeit des mit dem Schliessen des Kontakts 1 magnetisierten Zeitrelais 3 überschreitet, ist der durch Schliessen des Kontaktes 2 und damit Erregung des Momentanrelais 4 an den Oelschalter gegebene

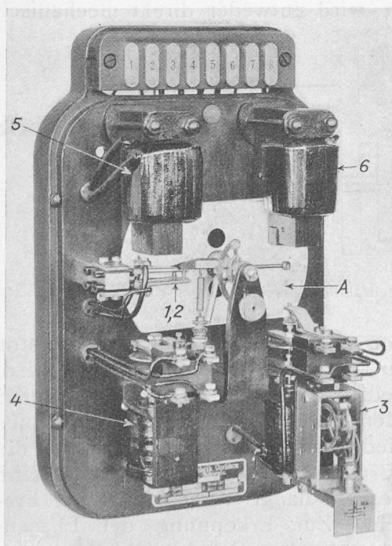


Abb. 25. Parallelschaltrelais.

Befehl wirksam; andernfalls ist der vom Zeitrelais 3 betätigte, zum Weitergeben des Befehls benötigte Kontakt beim Schliessen des Kontaktes 2 noch nicht geschlossen; infolgedessen wird der Stromkreis des Zeitrelais unterbrochen, und die Scheibe dreht sich unverrichteter Dinge zurück. Das Parallelschaltrelais prüft also automatisch den Synchronismus, ehe es den Oelschalter schliesst.

Die Automatik muss auch alle möglichen Fehlerfälle berücksichtigen. Bei inneren Fehlern wird die Anlage definitiv abgestellt und gesperrt, bis eine Kontrolle durch die Bedienung erfolgt ist. Bei äusseren Fehlern wird die Anlage nur temporär abgestellt, bis das gestörte Netz wieder in Ordnung ist, und geht dann wieder automatisch in Betrieb.

Die Automatik muss sich in jedem Anwendungsfalle den besonderen Bedingungen anpassen. In den Problemen, die öfters dabei auftauchen, kann sich der Erfindergeist der Konstrukteure austoben. Ohne sich grosser Uebertreibung schuldig zu machen, kann man behaupten, dass heute alles automatisch betrieben werden kann. Fraglich bleibt dabei nur, ob der finanzielle Aufwand für diese Automatisierung noch tragbar ist. Es ist also auch hier dafür gesorgt worden, dass die Bäume nicht in den Himmel wachsen.

**Zum Thema: Exzentrisches Kippen.**

Wir erhalten folgende Zuschrift:

Der Aufsatz von Ing. Dr. F. Stüssi in Nr. 11 (S. 123 lfd. Bds.) veranlasst mich, eine Formel bekanntzugeben, die ich schon seit einigen Jahren dazu verwende, die seitliche Knicksicherheit von auf Biegung belasteten Trägern abzuschätzen. Sie lautet:

$$\eta = \frac{\pi^2 h^2 J_y E}{4 l^2 J_x \sigma_{max}}$$

Darin bedeuten:

η den Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausknicken, h die Trägerhöhe, l die Spannweite, J<sub>x</sub>, J<sub>y</sub> die Trägheitsmomente,

σ<sub>max</sub> die maximale Randspannung berechnet aus  $\frac{M_x \max}{W_x}$ .

Diese Formel leitet sich ab aus Abb. 1 oben genannten Artikels. Man bestimmt das „Innere Moment“, dann das „Aeusserere Moment“ des Trägers in Bezug auf die y-Axe. Das Verhältnis dieser Momente ergibt obige Formel, bei zwei Annahmen:

1. Die Biegelinie in der x- und y-Ebene ist eine Sinuslinie,
2. Der Untergurt weicht nicht aus.

$$M_i = \frac{J_y E}{\rho} = \pi^2 J_y E \frac{y}{l^2},$$

y = seitliche Ausbiegung der Trägermitte, ρ = Krümmungsradius.

$$M_a = M_x \max \varphi = 2 \frac{J_x}{h} \sigma_{max} \varphi, \text{ woraus}$$

$$\eta = \frac{M_i}{M_a} = \frac{\pi^2 J_y E}{2 J_x \sigma_{max}} \frac{h}{l^2} \frac{y}{\varphi}$$

$$y = \frac{h}{2} \varphi, \text{ woraus:}$$

$$\eta = \frac{\pi^2 h^2 J_y E}{4 l^2 J_x \sigma_{max}}$$

Ich messe selbstverständlich dieser etwas „lapidaren“ Formel nur die Wichtigkeit zu, die ihre zweifelhafte Abstammung gestattet. Bei zweckmässiger Verwendung leistet sie jedoch dem Praktiker in Momenten der Bedrängnis verblüffende Dienste.

La Tour-de-Peilz, 21. März 1935.

J. Trüb.