

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 111/112 (1938)
Heft: 15

Artikel: Der "San Gabriel Dam Nr. 1" bei Los Angeles
Autor: Baumann, Paul
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-49835>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 14.01.2026

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

INHALT: Der «San Gabriel Dam Nr. 1» bei Los Angeles. — Entwicklungsfragen der Maschinenindustrie. — Von der Tätigkeit der Station Weissfluhjoch der Schweiz. Komm. für Schnee- und Lawinensforschung. — Zu den neuen Bauten von Arch. Armin Meili. — Mitteilungen: Schlupfmessung. Stand der schweiz. Elektrizitätswirtschaft. Zur Lage der franz. Industrie. Eidg. Techn. Hochschule. Trockenlegung der Zuidersee. Wirt-

schaftl. Grundlagen der Fernheizung. Das Problem der gerichteten drahtlosen Telegrafie. Betriebswissenschaftl. Institut der E. T. H. Elegante Holzkonstruktionen. Ein «Schweizer Modell-Eisenbahn-Club». Schweiz. Landesausstellung Zürich 1939. — Wettbewerbe. — Nekrologie: Dag. Schnyder-v. Wartensee. Siegfried Abt. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Sitzungs- und Vortrags-Kalender.

Band 111

Der S.I.A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich
Nachdruck vor Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 15

Der «San Gabriel Dam Nr. 1» bei Los Angeles

Von Dipl. Ing. E. T. H. PAUL BAUMANN, Los Angeles, Kalifornien

Vorgeschichte

Los Angeles County umfasst nahezu 7200 km², wovon ungefähr 4150 km² auf Gebirge (Einzugs- und Erosionsgebiet), 500 km² auf hügelige Schuttkegel (Ablagerungsgebiet) und der Rest auf Flachland (Ueberschwemmungsgebiet) entfallen. Die San Gabriel Mountains bilden den wichtigsten Gebirgszug, woraus sich der San Gabriel River als Hauptabfluss ergiesst. Das Einzugsgebiet dieses Flusses oberhalb der Ausmündung seines Canyons umfasst 550 km² mit einer grössten Höhendifferenz von nahezu 3000 m.

Nach der Schaffung des «Los Angeles County Flood Control District» durch den Staat Kalifornien im Jahre 1915 wurde mit der Projektierung von *Schutzbauten gegen Hochwasser* begonnen. Für die Regulierung des San Gabriel Flusses arbeitete man ein Projekt aus für eine Gewichtstalsperre, die mit einer grössten Höhe von 147 m einen Stauraum von 310 Mill. m³ schaffen sollte. Mit dem Bau dieser Talsperre, die unter dem Namen «Forks Site Dam» bekannt war, wurde im Jahre 1928 begonnen. Nach einjähriger Bautätigkeit zeigte es sich jedoch, dass die tatsächlichen Untergrundverhältnisse den auf Bohrungen begründeten Prognosen nicht entsprachen und dass eine Betonmauer derartiger Ausmasse und unter entsprechender Wasserlast nicht mit genügender Sicherheit hätte gebaut werden können. Damit war das Schicksal des Forks-Projektes besiegelt und die Notwendigkeit einer andern Lösung geschaffen.

Eine photogrammetrische Vermessung eines grösseren Gebietes unterhalb sowie oberhalb Forks Site ermöglichte Studien, die im Frühjahr 1931 zu einer Lösung führten. Diese sah zwei Staudämme aus Felsmaterial vor, nämlich Damm Nr. 1 am Hauptfluss rd. 4 km unterhalb und Damm Nr. 2 am Westarm des Flusses etwa 13 km oberhalb Forks Site. Ueber den Bau des letztgenannten, der im Februar 1932 begonnen und im Frühjahr 1935 vollendet wurde, soll später in einer besondern Abhandlung berichtet werden.

Die Ausbildung des Dammes Nr. 1

Um den Entwurf des Dammes Nr. 1, der unter der allgemeinen Leitung von Obering. C. H. Howell ausgeführt wurde, in gewissen Einzelheiten zu verstehen, ist es notwendig, etwas zurückzugreifen. Dieser Entwurf stellt nämlich grundsätzlich eine Modifikation eines unter der Leitung eines früheren Oberingenieurs vorbereiteten Projektes dar, dessen Ausführung durch Vertrag mit der Tiefbauunternehmung «West Slope Construction Company» im Dezember 1932 begonnen wurde. Dieses ursprüngliche Projekt sah eine trockene Steinfüllung mit offenen Hohlräumen vor. Das Material, das von einem etwa 1 km unterhalb der Dammstelle gelegenen Steinbruch beschafft werden sollte, war seiner Grösse und Festigkeit nach in den Spezifikationen genau vorgeschrieben. Im Verlaufe des Bauvorganges zeigte es sich jedoch, dass den Vorschriften entsprechendes Material in befriedigender Menge nicht vorhanden war, indem auf jeden brauchbaren m^3 Stein rd. $3 m^3$ weggeworfen werden mussten. Da das unbrauchbare Material laut Vertrag mit $53 \frac{1}{2} \%$ des brauchbaren bezahlt werden musste, war der Bau des Dammes innerhalb der vorgesehenen Kosten ausgeschlossen, was die Einstellung der Bauarbeit im Oktober 1934 zur Folge hatte. Zu dieser Zeit waren $350\,000 m^3$ Material (unterhalb der strichpunktiierten Linie in Abb. 2) eingebracht. An unbrauchbarem Material waren vorhanden: Verwittertes Oberflächen-Material des Steinbruchs 2 Mill. m^3 , weggeworfenes Steinbruch-Material 1,11 Mill. m^3 . Unmittelbar darauf wurde mit der Ausarbeitung eines neuen Entwurfes begonnen.

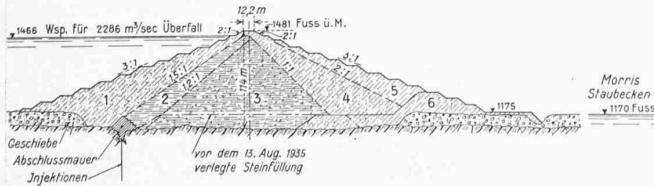


Abb. 2. Dammquerschnitt 1:8000, mit Eintragung der Zonen verschiedenen Materials (1 bis 6)

Die Verbindung des Verfassers mit dem Amt für Hochwasserschutz (Los Angeles County Flood Control District) fällt in diese Zeit. Ihm wurde die direkte Leitung der Gebirgsbauten im allgemeinen und des San Gabriel Projektes im besondern anvertraut.

Abb. 1 und 2 zeigen die Modifikation des ursprünglichen Projektes, die grundsätzlich die Nutzbarmachung sämtlichen, sowohl des aus dem Steinbruch als auch des aus dem Fundamentaushub stammenden Materials ermöglichte. Die Modifikation hat vom ursprünglichen Projekt wenig übernommen und muss eher als Neuprojekt betrachtet werden, das den naturgegebenen Verhältnissen besser angepasst ist. Der heterogene Charakter der Felsformationen in diesem Gebiet (das Ergebnis vielseitiger Verwerfungen, Zerklüftungen und Intrusionen) lässt eine gleichmässige Felsgewinnung in verhältnismässig grossen und festen Blöcken, wie sie das ursprüngliche Projekt vorgesehen hatte, nicht zu, sondern ergibt im Durchschnitt eine Mischung, die sich etwa wie folgt zusammensetzt:

30% zwischen 150 und 500 mm 38% zwischen 0,10 und 6 mm
 30% » 6 » 150 mm 2% kleiner als 0,1 mm
 Gemäss amerikanischer Betonpraxis wird Material mit Korn-
 grössen bis zu 6 mm als Sand, gröberes Material mit Stein be-
 zeichnet. Diese Abstufung ist besonders wichtig, da, wie experi-
 mentell ermittelt wurde, das physikalische Verhalten einer
 derartigen Steinfüllung fast ausschliesslich von der Dichte des
 Sandes abhängt.

Der damit beschriebene Charakter des in unbegrenzter Menge erhältlichen Materials machte eine Abflachung der berg- und talseitigen Böschungen notwendig, besonders im Hinblick auf die Erdbebengefahr.

Um dem Einfluss eines Erdbebens Rechnung zu tragen, wurden nebst den üblichen Kräften infolge Wasserdruck und Sickerfluss auch Massenkräfte angenommen, denen man eine mit $1/10$ g (Erdbeschleunigung) beschleunigte, horizontale Bewegung der gesamten Dammasse in der Bergrichtung, d. h. gegen das Staubecken, zugrunde legte. Dass sich dabei im Staubecken unmittelbar oberhalb der wirksamen Wasserseite ein Trägheitskörper

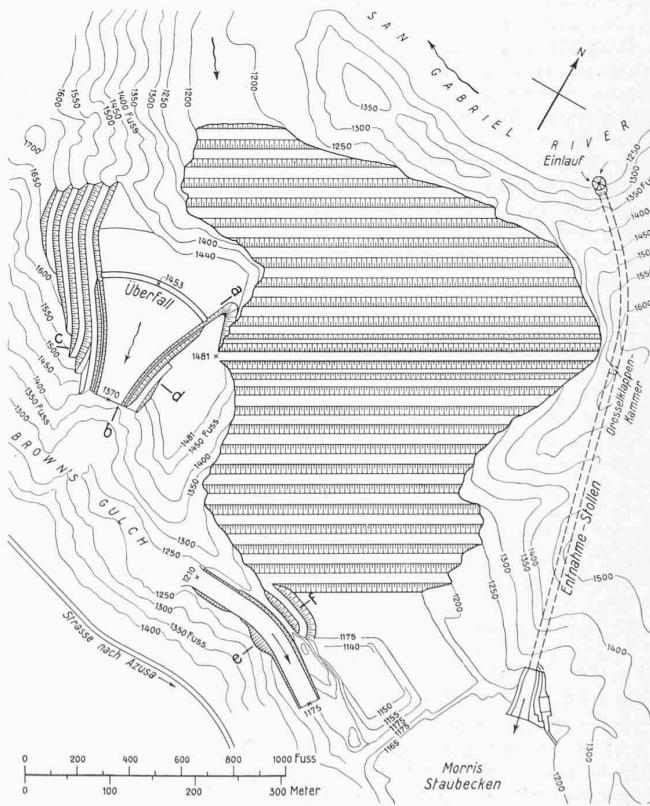


Abb. 1. Lageplan 1 : 8000. Höhenkoten in Fuss ü. M.
Die mit Buchstaben gekennzeichneten Schnitte siehe Seiten 196/197

bildet, dessen Masse mit derjenigen des Dammes schwingt, wodurch zum hydrostatischen Druck eine Zusatzkraft tritt, wurde ebenfalls berücksichtigt. Ferner wurde als wirksame Wasserveite die bergseitige Böschung der Zone 2 (Abb. 2) betrachtet und der Reibungswiderstand gegen Gleiten der Zone 1 vernachlässigt, wodurch letztgenannte, ihrer Stützfähigkeit beraubt, lediglich zur Last wurde. Diese Untersuchung hat gezeigt, dass Sicherheit gegen Gleiten besteht, solange der Koeffizient der inneren Reibung im Mittel nicht unter 0,30 sinkt. Durch Reibungs- bzw. Scheerversuche an gesättigtem Sand verschiedener Dichte und unter verschiedenem Druck ist der kritische Koeffizient der inneren Reibung im Mittel zu rd. 0,70 ermittelt worden. Dabei ist der Einfluss plötzlicher Zusammendrückung berücksichtigt.

Der Damm setzt sich aus sechs Zonen (Abb. 2) zusammen, deren jede ihre besondere Bedeutung hat. Zone 1 dient grundsätzlich als Schutz der Zone 2 gegen Wellenschlag, Erosion und Austrocknen. Sie besteht vorherrschend aus Material, das vom Fundamentaußhub, sowie vom Aushub des Hochwasserüberfalls stammt. Das Material wurde vom feinsten nächst der Zone 2 bis zum grössten und härtesten an der Wasserveite allmählig abgestuft.

Zone 2 dient als wasserdiichte, plastische Membran aus gewalztem, lehmigem Sand (der aus einer besondern Grube ungefähr $2\frac{1}{2}$ km flussaufwärts vom Damm stammt). Dieses Material liegt praktisch innerhalb der Sandgrenze (höchstens $5\% > 6$ mm). Die Erhaltung der Plastizität dieses Materials ist besonders im Hinblick auf die mit Erdbeben verbundenen Verschiebungen wichtig, da es diesen folgen muss ohne zu reissen.

Das Material in Zone 3 wurde ebenfalls durch Walzen verdichtet. Es ist Steinbruchmaterial, aus dem Stücke $> 15 \times 22$ cm mittelst Schüttelsieb ausgeschieden worden sind. Bei dieser Mischung kann durchschnittlich mit etwa 50% Sand (6 mm) gerechnet werden. Die Erfahrung hat gezeigt, dass verhältnismässig wenig Stücke, deren wirksamer Durchmesser 15 cm übersteigt, das Sieb passieren. Praktisch kann daher 15 cm genau genug als obere Korngrenze betrachtet werden. Was nun den Grad der künstlichen Verdichtung anbetrifft, so verlangen die Vorschriften für die Zone 2 ein Trockengewicht von mindestens 1840 kg/m^3 , und für Zone 3 für den Sand allein ein solches von mindestens 1930 kg/m^3 . Das spezifische Gewicht der Körner des Materials beider Zonen beträgt im Durchschnitt 2,78. Daraus folgt, dass das Porenvolumen in Zone 2 im Mittel $33,5\%$ und im Sand der Zone 3 $30,5\%$ ausmacht. Da, wie früher festgestellt, der Sand in Zone 3 im Durchschnitt 50% des Gesamtgewichtes ausmacht und dabei die Zwischenräume der Steine ausfüllt, so beträgt das wirksame Porenvolumen, das den Sickerfluss begrenzt, etwa 15% . Diese Minimalkichten wurden auf Grund von Versuchen festgesetzt, wobei man der Selbstverdichtung infolge Eigengewicht Rechnung trug.

Durch Versuche an für Zone 3 typischen Gemischen von Sand und Stein wurde auch der Einfluss des Zusammenbruches der Körner auf die Selbstverdichtung ermittelt. Sie zeigten, dass trotz verhältnismässig



Abb. 3. Bauzustand vom Oktober 1936, von der Oberwasserveite. Im Hintergrund rechts oben der Steinbruch mit der Schüttelsiebanlage

kleiner Zusammendrückung solcher Gemische sogar unter Lasten, die der Maximalhöhe des Dammes entsprechen ($\sim 25 \text{ kg/cm}^2$), die Zunahme der Sanddichte beträchtlich ist. Allgemein kann auf Grund dieser Versuche festgestellt werden, dass bei diesen Gemischen mit der ihnen eignen Korngestalt- und Festigkeit

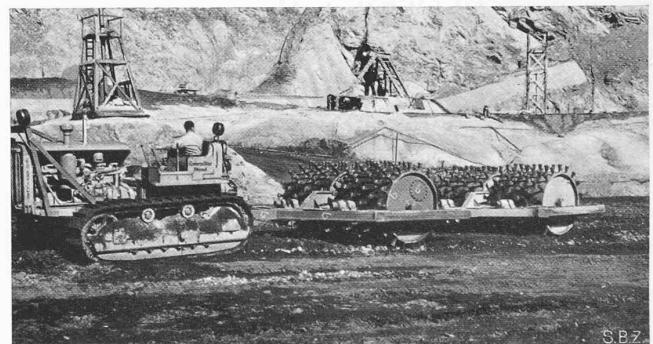


Abb. 4. Schaffusswalzen in ursprünglicher Anordnung

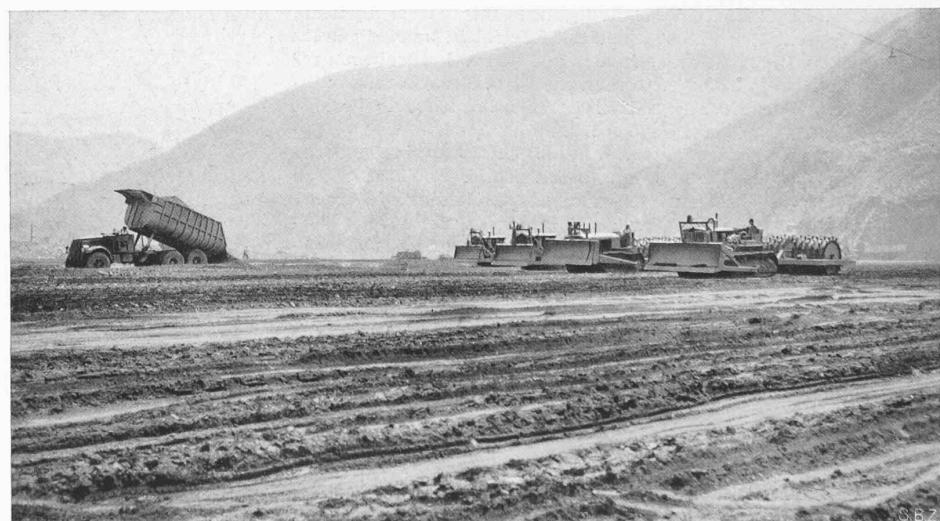


Abb. 5. Die Walzen gehen in Zone 3 zum Angriff über (August 1936)



Abb. 6. Der vollendete Damm von der Luftseite, Juli 1937. Aushub des Entlastungs-Ueberfalls
Im Vordergrund der Steinbruch

durch Auflast ein Zusammenbruch besonders der Steinecken erzeugt werden kann, der zu einer beträchtlichen Zunahme der Sanddichte führt, ohne von einer einigermassen entsprechenden, äusserlich wahrnehmbaren Zusammensackung des Materials begleitet zu sein.



Abb. 7. $19 \frac{1}{2} \text{ m}^3$ -Lastwagen, beladen durch 3 m^3 Diesel-Schaufel

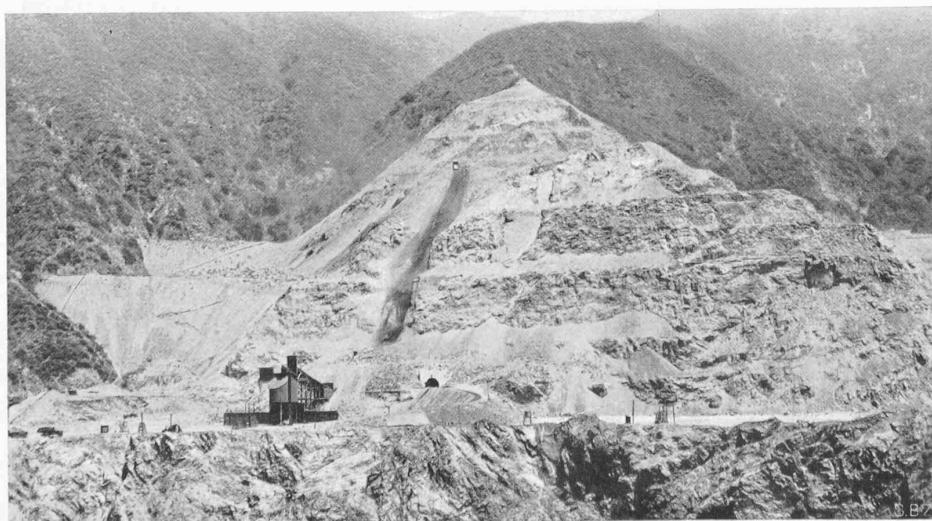


Abb. 8. Steinbruch (grösste Höhe 215 m!), Siebanlage, Schutztunnel

In enger Verbindung mit den Verdichtungsversuchen wurde die relative Durchlässigkeit der verschiedenen Materialien geprüft. Während für Versuche mit Sand Zylinder von 20 cm innerem Ø zu genügen schienen, wurden für Versuche mit Gemischen von Sand und Stein Zylinder bis zu 75 cm innerem Ø verwendet. Bei den kleineren Zylindern wurde die Zusammendrückung durch direkte Auflast (Blei), beziehungsweise mittels Schrauben und Federn bewerkstelligt, bei den grösseren Zylindern geschah sie mittels hydraulischer Pressen, deren Druck durch Federn auf das Material übertragen wurde. Dabei wurde auch versucht, den Einfluss der Gewölbewirkung im Material auf die Zusammendrückung zu ermitteln. Für den Sand von vorgeschriebener Dichte und für ein Gefälle von 1:1 wurde für Zone 2 eine durchschnittliche Sickergeschwindigkeit von 15 cm pro Jahr und für Zone 3 eine solche von 45 cm pro Jahr ermittelt.

Der Einfluss des relativen Sandgehaltes verschiedener Mischungen, sowie derjenige fortschreitender Verdichtung infolge zunehmender Auflast auf die Durchlässigkeit wurde ebenfalls untersucht. Die dabei gewonnenen Ergebnisse haben zur Erkenntnis geführt, dass unter einer Höchstlast von 25 kg/cm^2 ein Gemisch von 50% Stein und 50% Sand die verhältnismässig kleinste Zusammendrückung (Setzung) erfährt. Der Zusammenhang zwischen Durchlässigkeit, Sandgehalt und Zusammendrückung (Dichte) ist aus diesen Versuchen recht befriedigend hervorgegangen.

Um schliesslich festzustellen, dass die gewünschte, d. h. notwendige Verdichtung des Materials von Zone 3 durch Walzen wirtschaftlich möglich ist, wurden Walzversuche in grösserem Maßstab angestellt. Dabei wurden ähnliche «Schaf-Fuss»-Walzen verwendet, wie sie für den Bau vorgesehen waren. Die für den Bau günstigsten Bedingungen wurden festgestellt wie folgt: Schichtdicke vor dem Walzen = 23 cm, nachher 15 cm Feuchtigkeitsgehalt des Sandes = 10% des Trockengewichts Minimaler Fussdruck der Walzen = 25 kg/cm^2 Anzahl Walzungen 12 bis 16, Walzgeschwindigkeit 1,1 bis 1,4 m/sec

Das durchschnittliche Raumgewicht «in situ» des verdichteten Steingemisches wurde zu 2300 kg/m^3 ermittelt. Es kommt also demjenigen eines guten Betons gleich. Ohne Auflockerung durch Sprengung war es nicht möglich, dieses Material nach voller Verdichtung mittels Löffelbagger auszuheben. Es ist daher wohl zulässig, das Material in Zone 3 als «Kunststein» zu bezeichnen.

Im Gegensatz zu dem Material in den Zonen 2 und 3 ist dasjenige in den Zonen 4, 5 und 6 relativ porös und damit wasser durchlässig, und zwar talwärts in zunehmendem Masse. Diese Zunahme in der Durchlässigkeit wurde durch allmähliche Verminderung des Sandgehaltes erreicht, indem das Material von einem typischen Steinbruchgemisch nächst der Zone 3 zu dem vom Schüttelsieb nicht durchgelassenen «Ueberlauf» nächst der talseitigen Böschung übergeht. Dabei bildet jedoch Zone 6 eine Ausnahme, indem sie vorwiegend aus Ueberlauf besteht, der, wie aus der Abb. 2 ersichtlich ist, vom Flussbettaushub des ursprünglichen Projektes nach dieser Lage (Zone 6) des neuen Projektes befördert wurde.

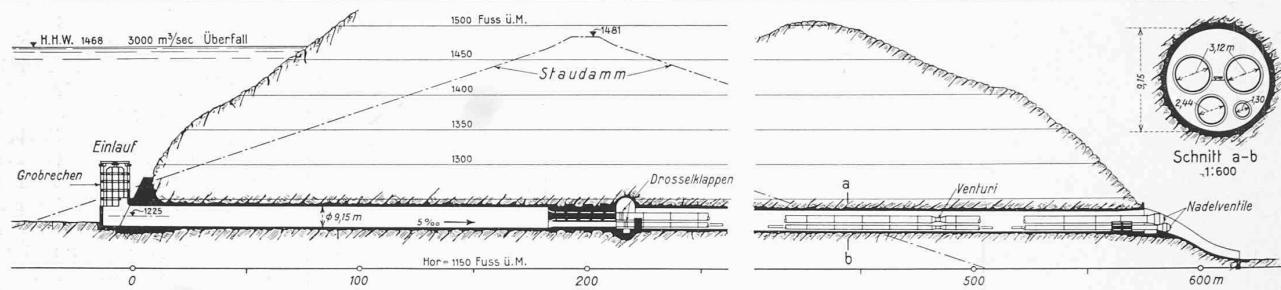


Abb. 9. Längsschnitt der Entnahm-Anlage, 1:3000. Grundriss siehe Seite 193

Damit besteht Zone 6 durchwegs aus frei drainierendem Material von bester Beschaffenheit, wie es seine Lage, besonders der 3. und 4. Zone gegenüber, auch wünschbar macht. Während Zone 4 aus (dem Sandgehalt nach tunlichst abgestuften) Steinbruchmaterial besteht, setzt sich Zone 5 vorwiegend aus verhältnismässig grossen und wetterbeständigen Blöcken zusammen, mit verschwindend kleinem Sandgehalt.

Alles Material in den Zonen 1, 4, 5 und 6 wurde mit Hilfe von Wasserstrahlen eingespült, wobei ungefähr 2 m^3 Wasser auf einen m^3 Material fielen. Die Kubaturen der verschiedenen Zonen sind folgende:

Voranschlag	Ausführung
Zone 1: 2047 000 m^3	1975 000 m^3
Zone 2: 805 000 m^3	872 000 m^3
Zone 3: 2 520 000 m^3	2 470 000 m^3
Zone 4: 1 453 000 m^3	1 460 000 m^3
Zone 5: 804 000 m^3	791 000 m^3
Zone 6: 594 000 m^3	576 000 m^3
Total	8 223 000 m^3
	8 144 000 m^3

Um eine weitere Materialverschwendungen zu vermeiden, musste bei der Projektierung das Verhältnis zwischen dem Abwurf und dem Durchlass des Schüttelsiebs geschätzt werden. Versuche führten zum Schluss, dass wahrscheinlich 75% des Steinbruch-aushubs das Schüttelsieb passieren, während 25% abgeworfen werden. Tatsächlich hat sich als Durchschnitt für den gesamten Bau ein Verhältnis von 71% Durchlass (Zone 3 - Material) und 29% Abwurf (Wasserseite Zone 1, ganze Zone 5 und teilweise Zone 6) ergeben. Das Material für Zone 4 wurde direkt vom Steinbruch verlegt, d. h. ohne die Hilfe des Schüttelsiebs.

Um eine möglichst vollständige Abdichtung des Dammes zu erreichen, ist, wie Abb. 2 zeigt, im Zusammenhang mit der Zone 2 eine Abschlussmauer aus Beton vorgesehen, die eine aus dem Fels ausgesprengte Grube ausfüllt. Diese Mauer soll vor allem die, den Verwerfungen und Zerklüftungen folgenden Sickerungen verhindern, die besonders in der Nähe der Felsoberfläche vorkommen. Sie reicht von der Oberfläche bis zum gesunden Fels und ihre mittlere Tiefe war zu 15 m an der Basis, beziehungsweise 7,5 m an der Krone der Zone 2 geschätzt. Tatsächlich hat sich eine mittlere Tiefe von rd. 8 m ergeben.

Die gesamte Kontaktfläche zwischen Zone 2 und dem Felsen ist zudem mit Gunit von 15 cm Dicke belegt, wodurch die Längen der Sickerwege für irgend eine allfällige Eindringung ausgeglichen sind.

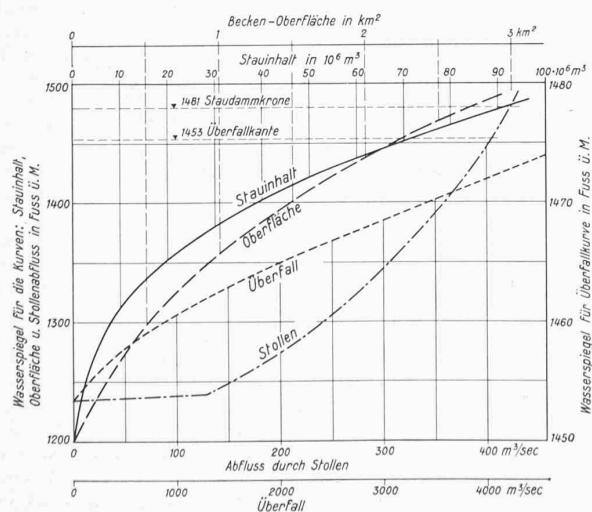


Abb. 11. Stauinhalt-, Oberfläche- und Regulierkurven des San Gabriel-Beckens

Um weiter dem Sickerfluss in den tieferen Lagen des Felsens Einhalt zu tun, sind der ganzen Abschlussmauer entlang zwei Reihen von durchschnittlich 40 m tiefen Bohrlöchern angeordnet, die das *Einpressen von Zementmilch* gestatten. Während der Abstand der beiden Reihen 1,50 m ist, ist derjenige zwischen den (gegenüber versetzten) Bohrlöchern in jeder Reihe 3 m. Diese Löcher haben 20 cm Ø und gestatten dadurch eine Zirkulation der Zementmilch während des Einspritzens. Dies geschah folgendermassen: Nachdem das Loch oben durch ein 20 cm Rohr mit den nötigen Ansätzen abgeschlossen war, wurde ein Einspritzrohr von 2" innerem Ø eingeführt, das bis 1 m vom unteren Ende des Loches reichte. Durch dieses Rohr wurde erst Spülwasser unter gewünschtem Druck eingeführt und oben durch ein Ventil ausgelassen. Ab und zu wurde durch das Rohr auch Druckluft in das mit Wasser gefüllte Loch eingepresst, was dem Ausspülen der Lochwandungen sehr dienlich ist. Der Spülvorgang wurde fortgesetzt, bis das oben ausströmende Wasser klar war. Nun wurde das Auslassventil geschlossen und Wasser unter bestimmtem Druck eingeführt und der Durchfluss gemessen. Nach Stabilisierung desselben wurde zur Zementeinspritzung geschritten. Erst wurde das Loch wiederum gründlich ausgespült und durch Druckluft vom Wasser befreit. Dann wurde Zementmilch von erst vier bis fünf Raumteilen Wasser zu einem Raumteil Zement und 10% Tonerde (Aquagel), auf das Zementgewicht bezogen, eingeführt und der Druck allmälig gesteigert. Je nach Absorption wurde die Zementmilch dünn gelassen oder verdickt.

Um die Zirkulation der Zementmilch und damit die Sicherheit frischer Zufuhr derselben zu bewirken, wurde das Auslassventil periodisch geöffnet und Zementmilch ausgepresst. Eine Verstopfung entweder im Einspritzrohr oder im es umgebenden Raum des Loches wäre dadurch sogleich entdeckt worden. Eine solche ist nicht vorgekommen, solange das Auslassventil in angemessenen Perioden geöffnet wurde.

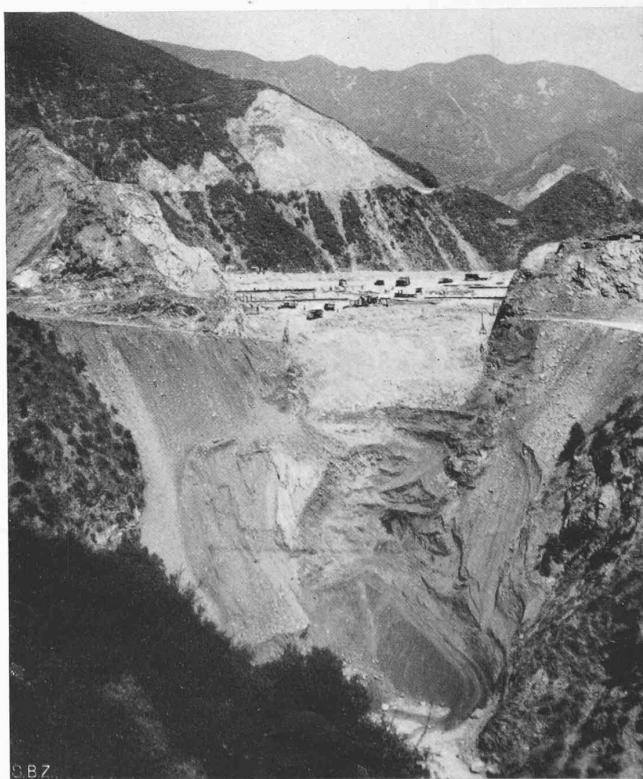


Abb. 14. Absturzbett der Entlastungsanlage, im Bau, Sept. 1937

Nachdem der gewünschte Maximaldruck von 10 kg/cm^2 erreicht war, wurde der Vorgang fortgesetzt, bis die Absorption unter 1 Sack Zement pro 20 Minuten fiel. Unter Umständen, d. h. bei entsprechender Durchlässigkeit, konnten bis zu drei Löcher zugleich behandelt werden. Dabei wurde die Zementmilch wie soeben beschrieben ins erste Loch eingeführt, während die beiden andern lediglich mit Auslassventilen versehen waren. Der massgebende Druck wurde stets beim (geschlossenen) Auslassventil gemessen.

Die Entnahmeanlage (Abb. 9 u. 10)

In den zum Bau notwendigen Umleitungstunnel von kreisförmigem Querschnitt und $9,15 \text{ m} \phi$ wurde nach Vollendung des Dammes und des Aushubs für die Entlastungsanlage mit dem Bau der Entnahmeverrichtung begonnen. Diese ist in Abb. 9 dargestellt, woraus die Einzelheiten klar zu erkennen sind. Da sie vor allem der Hochwasserregulierung zu dienen hat, ist ihre Leistungsfähigkeit entsprechend bemessen (siehe Abb. 11).

Sämtliche Anlagen des Amtes für Hochwasserschutz, die mit der diesbezüglichen Regulierung zu tun haben, sind dem Abfluss, der einer Regenmengenhäufigkeit, verbunden mit einer Regen-Intensitätsfrequenz von 50 Jahren entspricht, angepasst. Für den San Gabriel Damm Nr. 1 ergibt diese Methode eine 50jährige, wahrscheinliche Abflussmenge in das Becken von $3430 \text{ m}^3/\text{sec}$. Um ein Hochwasser von $3430 \text{ m}^3/\text{sec}$ durch Regulierung derart zu reduzieren, dass an der Ausmündung des Canyons beginnende künstliche Gerinne nicht überlastet wird, ist eine Entnahme durch den Stollen von $425 \text{ m}^3/\text{sec}$ notwendig unter einem Druck, der der Höhe der Ueberfallkante entspricht. Der Gesamt-Ausfluss aus dem Becken beträgt dabei $1365 \text{ m}^3/\text{sec}$, wovon $940 \text{ m}^3/\text{sec}$ über die Entlastungsanlage fallen.

Die Hochwasserentlastungsanlage (Abb. 11 bis 14)

Auf Grund umfangreicher Untersuchungen sind vom Staatsingenieur von Kalifornien folgende Minimalbedingungen für die Hochwasserentlastungsanlage aufgestellt worden: Bei einer über den Ueberlauf fallenden Wassermenge von $2280 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($8000 \text{ ft}^3/\text{sec}$) soll das Stauziel im Becken $3,05 \text{ m}$ unterhalb der Dammkrone liegen. Im entgültigen Entwurf (Abb. 1, 11 und 12) ist das Fassungsvermögen beträchtlich erhöht worden, indem der Wasserspiegel bei dieser Ueberlaufwassermenge $4,60 \text{ m}$ unter Dammkrone liegt. Wehrkoeffizienten und Abflusserscheinungen im künstlichen sowie im natürlichen Teil der Entlastungsanlage wurden durch Modellversuche (Abb. 15, S. 198) in den Mass-

stäben $1:20$, $1:100$ und $1:500$ ermittelt. Aus diesen ging hervor, dass eine Parabel vom $1,535$ ten Grade die in den Modellen gemessenen, auf die Längeneinheit bezogenen Ueberfallmengen genau genug befriedigt, sodass für alle Modell-Masstäbe, und wahrscheinlich auch für die Wirklichkeit, die Beziehung gilt

$$Q = 3,85 l h^{1,535}$$

Demnach bleibt der Wehrkoeffizient $c =$

$$\frac{1}{1,535} \mu \sqrt{2g} = 3,85$$

konstant, sofern die Potenz der Ueberfallhöhen h vom klassischen Wert $1,50$ ($3/2$) zum neuen Wert $1,535$ d. h. um rd. $2\frac{1}{2} \%$ geändert wird. Dies ist jedoch nur innerhalb derjenigen Grenzen von h der Fall, die von praktischer Bedeutung sind. Damit ist $\mu \sim 0,74$.

Diese etwas unkonventionelle «Entdeckung» ist dem Verfasser nicht entgangen und die betreffenden Resultate wurden infolgedessen vielseitig geprüft. Natürlich sind von der Parabel $Q = 3,85 l h^{1,535}$ nur diejenigen Punkte befriedigt, die dem freien Ueberfall entsprechen und vom Rückstau nicht beeinflusst sind. Würde am Exponenten $1,50$ festgehalten, der sich bekanntlich nur auf einen vollständig freien Strahl bezieht, der hier nicht vorliegt, so würde der Koeffizient innerhalb derselben, praktischen Grenzen zwischen $3,30$ und $4,30$, d. h. μ zwischen $0,61$ und $0,80$ schwanken. Da es sich aber bei unfreien Strahlen, wie sie in der Praxis gewöhnlich vorkommen, um den Einfluss von Vakuumbildung handelt, der sich in erster Linie auf die Druckhöhe auswirkt, so scheint kein Grund vorhanden zu sein, weshalb eine Korrektur der Druckhöhenpotenz den Verhältnissen nicht besser entsprechen sollte, als die Korrektur des Koeffizienten.

Auf Grund der Modellversuche ist anzunehmen, dass für ein volles Staubecken, d. h. für die Wasseroberfläche auf der Höhe der Dammkrone, $6860 \text{ m}^3/\text{sec}$ über die Entlastungsanlage abfließen würden. Dies würde einem Abfluss von $13,20 \text{ m}^3/\text{sec}$ pro km^2 entsprechen und wäre rund sechs mal so gross als das grösste, während 40 Jahren beobachtete Hochwasser.

Der Bau

Nach Genehmigung des neuen Entwurfes durch den Staatsingenieur am 12. August 1935 wurde unverzüglich mit dem Bau begonnen. Erst wurde das gemäss ursprünglichem Entwurf unter den Zonen 2 und 3 liegende, bereits plazierte lose Steinmaterial ausgehoben und hauptsächlich in Zone 6 deponiert (Abb. 2). Inzwischen wurde durch den Unternehmer mit dem Bau einer grossen Schüttelsiebanlage (Abbildung 8) mit einer Leistungsfähigkeit von $1000 \text{ m}^3/\text{h}$ begonnen. Am Fusse des Steinbruchs wurde ein künstlicher Tunnel aus Beton gebaut, der lediglich als Schutz der mechanischen Anlage, sowie der Lastwagen gegen Steinschlag diente. Das Material wurde nach dem Aushub in eine aus dem Fels ausgesprengte Runse geschüttet und rutschte von da nach dem Einlasskrater zum Schüttelsieb ab. Während das grobe Material ($> 15 \text{ cm}$) über das Sieb rutschte und schliesslich in die durch den Tunnel vorfahrenden Lastwagen verladen wurde, gelangte das durchfallende, feinere Material erst in einen Aufgabetrichter und von da mittels Laufband in die beiden Ladebehälter von je 300 m^3 Inhalt (im Vordergrund der Abb. 8).

Nach Vollendung des Aushubs wurde mit dem Verlegen von verdichtetem Material in Zone 2 und 3 begonnen. Dazu wurden eigens für diesen Bau entworfene Schaffusswalzen verwendet (Abb. 4 u. 5). Diese Walzen wiegen rd. 12 t pro Trommel und erzeugen einen minimalen, spezifischen Fussdruck von 25 kg/cm^2 . Während die abnehmbaren Füsse erst aus Stahlguss hergestellt wurden, zeigte die Erfahrung, dass Mehanite, ein zugfestes Guss-eisen, bessere Resultate ergab. Ebenfalls erwies sich das Walzen

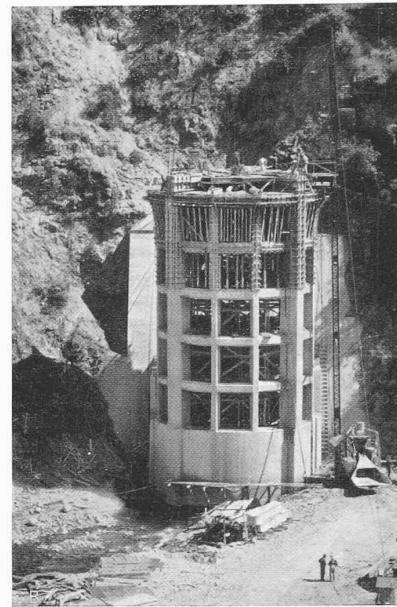


Abb. 10. Einlaufbauwerk des Entnahmestollens, September 1937

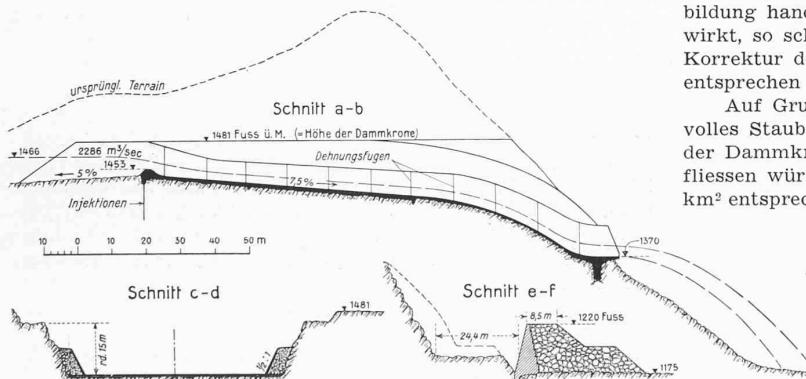


Abb. 12. Entlastungs-Ueberfallanlage, Schnitte 1:2000 (vergl. Grundriss S. 193)



Abb. 13. Entlastungsanlage, oberer Teil im Bau, stromabwärts

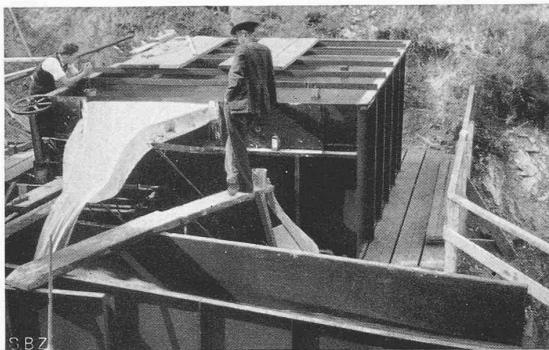


Abb. 15. Ueberfall-Modell 1:100. In der Blechrinne im Vordergrund wurde «Brown's Gulch» modelliert



Abb. 16. Materialprüfungswagen mit Geräten



Abb. 17. Probeloch und zugehörige Werkzeuge

mit einer Doppeltrommelwalze pro Traktor als wirtschaftlicher als mit deren zwei, weil die Durchschnittsgeschwindigkeit dadurch mehr als verdoppelt wurde. Der Abschlussmauer, sowie den Widerlagern entlang wurde die nötige Verdichtung mit Explosionshämtern erzeugt, während zwischen den Unebenheiten im Fundament der Zone 2 zudem ein 500 kg-Delmag Frosch zur Verwendung kam.

Der Aushub für die Abschlussmauer wurde durch Schächte bewerkstelligt. Oft war es ratsam, zum Schutz der Arbeiter einen Beton-Deckel mit Förderloch zu gießen um darunter die Grube abzusenken. Die Abschlussmauergrube musste bis in den gesunden Fels hinein abgeteuft werden, was im Durchschnitt etwa 8 m von der Felsoberfläche bedeutete. Vier Verwerfungen wurden behandelt durch Schachtabsenkung und nachherige Ausbettierung bis zu einer Tiefe, die, von der Oberfläche der Abschlussmauer gerechnet, mindestens gleich der halben maximalen hydrostatischen Druckhöhe angesetzt wurde.

Der Hauptaushub der Widerlager wurde logischerweise von oben nach unten bewerkstelligt, während die Säuberung der Felsoberfläche vor der jeweiligen Füllung stattfand. Dabei wurde mittels Löffel- oder Schleppbagger alles lose Material bis zu einer Höhe von 8 bis 10 m über der Füllung entfernt.

Eine Pumpenanlage von rd. 400 l/sec Leistung förderte Wasser von einem Becken unmittelbar unterhalb des Dammes nach einem Ausgleichbehälter von rund 6000 m³ Inhalt, der etwa 35 m über der Dammkrone liegt (Abb. 3 u. 6). Das Wasser diente zum Einspülen des losen, sowie zum Befeuchten des zu verdichtenden Materials. Während zum ersten Zweck Hydranten Verwendung fanden, wurden zum andern Spritzlastwagen von je 10 m³ Inhalt benutzt. Da sich im Verlauf des Spritzvorganges der Wasserspiegel im Behälter absenkt, waren die Auslassventile mit selbst-regulierenden Diaphragmen versehen, die den Eroguss konstant hielten. Durch Anpassen der Ventilöffnung sowie der Fahrgeschwindigkeit an die jeweiligen Verhältnisse liess sich der für die Verdichtung notwendige Wassergehalt des Materials leicht erreichen.

Die Dichte des Materials in Zone 2 und 3 wurde fortwährend geprüft und zwar in Zone 2 nach üblichen Methoden, während in Zone 3 des Steingehaltes wegen folgendermassen verfahren wurde. Von der Oberfläche der zuletzt verdichteten Schicht aus wurde ein rd. 30 cm tiefes Loch von durchschnittlich 25 cm Ø gebohrt und das Gewicht des ausgehobenen Materials bestimmt (Abb. 16 u. 17). Hierauf wurde dieses Material in Büchsen verpackt nach dem Baulaboratorium verbracht, wo der Stein vom Sand mittels 6 mm-Sieb getrennt wurde. Dann wurde das absolute sowie das spezifische Gewicht des Steins und der Wassergehalt des Sandes bestimmt. Damit waren alle zur Ermittlung der durchschnittlichen Dichte des Sandes notwendigen Grössen bekannt. Eine derartige Probe entfällt auf ungefähr je 500 m³ Füllung. Das so ermittelte durchschnittliche Trockengewicht der Zonen 2 und 3 erwies sich rd. 2% grösser als das vorgeschriebene.

Der Fels wurde im Steinbruch mit rd. 0,4 kg Schwarzpulver pro m³ Fels gesprengt und mittels Löffelbagger ausgehoben. Dazu waren zwei elektrische Maschinen von 3 3/4 m³, eine dieselbetriebene von 3 m³ und zwei von 2 3/4 m³ Schaufelfassung im Betrieb. Der Transport des Materials vom Bagger zur Schüttelsiebrunse, bzw. zum Damm geschah mittels zehn 15 1/2 m³ und zwanzig 19 1/2 m³ Benzinlastwagen. Ein 2 3/4 m³ Dieselbagger sorgte für den Aushub des Materials für Zone 2, während ein 1 1/2 m³ Benzinbagger den leichten Widerlageraushub besorgte. Jedem Bagger und jedem Abladeplatz war ein Traktor mit Stossklinge (Bulldozer) zugeteilt zwecks Freihalten der Zufahrt. Zur Verdichtung des Materials in Zone 2 und 3 dienten fünf Doppel-

trommelwalzen, fünf Traktoren zum Verteilen und drei Spritzlastwagen zur Befeuchtung des Materials. Außerdem dienten zwölf 4 m³ Lastwagen dem Transport des Materials für Zone 2 und achtzehn Explosionsstampfer zur Verdichtung des Materials in Zone 2 und 3 den Widerlagern entlang.

Es wurden im Durchschnitt 750 Mann beschäftigt und man erreichte eine durchschnittliche Tagesleistung (2 × 8 = 16 Stunden) von 20 000 m³ verlegtem Material. Am 13. Juli 1937 wurde die letzte Steinladung in den Damm verlegt. Im Durchschnitt wurden 360 000 m³ Material pro Monat verlegt, mit einem Maximum von 750 000 m³ im Mai 1937; die höchste Tagesleistung betrug 32 500 m³.

Abb. 13 u. 14 zeigen den Bau der Entlastungsanlage, deren Vollendung auf Mitte Februar 1938 fiel; anlässlich des Hochwassers vom 2. März d. J. hat sie bereits ihre «Feuerprobe» erfolgreich bestanden! Sie wurde unter Separatvertrag gebaut. Die Vollendung der Entnahmeanlage und damit des gesamten Projektes ist auf Ende Mai 1938 vorgesehen.

Die Kosten des ganzen Bauwerks waren wie folgt veranschlagt:

Ursprüngliches Projekt	
Kosten vor dem 13. August 1935	\$ 5,092 Mill.
Neues Projekt	
Damm	\$ 10,532 Mill.
Entnahmeanlage	0,803 Mill.
Entlastungsanlage	0,478 Mill.
Total	\$ 16,905 Mill.

Die tatsächlichen Kosten des Dammes beliefen sich auf \$ 9,537 Mill., was eine Ersparnis von rund einer Mill. \$ bedeutet. Dies ist unter anderem dem Umstand zuzuschreiben, dass keine Materialverschwendungen stattfand. Laut Vertrag war die Vollenlung des Projektes auf 1. Dezember 1939 vorgesehen.

San Gabriel Damm Nr. 1 hat eine Maximalhöhe von 115 m und darf deshalb wohl den Anspruch erheben, der höchste Damm seiner Art zu sein.

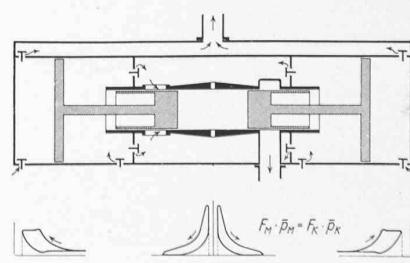
Entwicklungsfragen der Maschinenindustrie

Aus dem hier schon früher¹⁾ erwähnten Vortrag von Prof. G. Eichelberg an der vor Jahresfrist in Bern abgehaltenen Konferenz für Arbeitsbeschaffung²⁾, dessen Lektüre jedem Maschineningenieur empfohlen sei, greifen wir einige Punkte heraus.

Würden alle Abmessungen eines gegebenen Kolbenmotors einfach verdoppelt, so würden zwar sein Gewicht und sein Zylinderinhalt achtmal grösser, seine Leistung aber, bei unverändertem Mitteldruck und gleicher zulässiger Kolbengeschwindigkeit, also halbiert, nur viermal, der Gewichtsaufwand pro PS mithin verdoppelt. Darum beträgt dieser Aufwand bei grossen Schiffsmotoren etwa 100 kg/PS, bei modernen Motoren für Grosskraftwerke etwa 50 kg/PS, bei kleinen Triebwagenmotoren

¹⁾ Bd. 110, S. 223.

²⁾ Die Vorträge sind als Sonderheft des «Schweizerischen Archivs» erschienen und teilweise in der «Schweizer. Hochschulzeitung» vom Jan. 1938 abgedruckt.



Prinzip der Freiflugkolbenmaschine