

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 27. Juni 1941

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Wiederherstellung eines durch einen Schiffsunfall beschädigten Nadelwehres.

Von Oberregierungs- und -baurat Loll und Regierungsbaurat Kuhlbrodt.

Im vergangenen Jahre ereignete sich auf einer kanalisierten Flußstrecke, die bedeutende Verkehrsschwerpunkte verbindet, ein Unfall, der schwerwiegende Folgen gehabt hätte, wenn die Abhilfemaßnahmen nicht Erfolg gehabt hätten.

Der Unfall.

An einer Staustufe, bei der ein vor 45 Jahren erbautes Nadelwehr von 51 m lichter Weite den Schiffsstau hält, wurde beim anlaufenden Frühjahrshochwasser, das schließlich fast die Höhe der größten bekannten Hochwasser erreichte, eine mit Schlackensteinen beladene eiserne Schute von 80 t Tragfähigkeit in das noch nicht gelegte, zum Teil mit Nadeln besetzte Wehr getrieben. Die mit einem Matrosen bemannte Schute, die als dritter und letzter Anhang in einem Schleppzug fuhr, wurde von der seitlich zum Wehr ziehenden Strömung so gegen die Landzunge an der Einfahrt zum Schleusenvorhafen geworfen, daß die Schlepptrasse brach, wodurch die Schute sich vom Schleppzug trennte, in den Wehrraum trieb und stevenrecht vor das Haupt des Fischpasses im linken Wehrpfeiler stieß. Nachdem dem Matrosen der Absprung auf den Wehrpfeiler gelungen war, drehte sich die Schute und schlug quer vor das Wehr (Abb. 1). Die dort noch stehen-

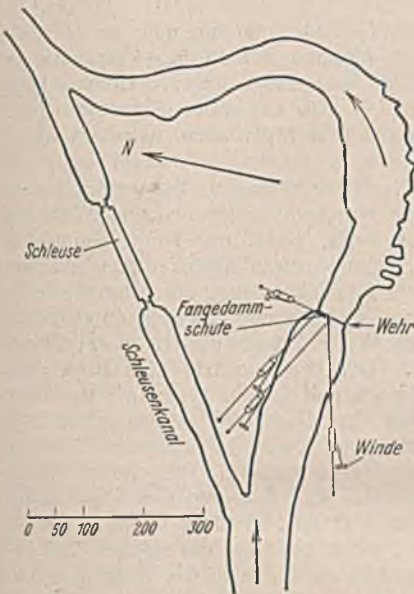


Abb. 1. Lageplan.

den etwa 100 Wehrnadeln zerbrachen und gaben die Wehröffnung vor der Schute frei. Der Sog infolge der hierdurch unter dem Schiffsboden hindurchschießenden Strömung brachte die Schute vor den durch den Anprall verbogenen und zerrissenen Wehrböcken ruckartig zum Absinken (Abb. 2).

Durch das stark wachsende Hochwasser war schon nach zwei Tagen das Wehr samt Schute und das Ufergelände in großer Breite für fast drei Wochen hoch überflutet.

Nebenwirkung des Unfalls.

Der Steven der gesunkenen Schute lag etwa 3 m vom linken Wehrpfeiler entfernt; sie überdeckte daher mit 19 m Länge fast die Hälfte der Wehröffnung. Für den Abfluß des Hochwassers wirkte sie als Grundwehr und rief am linken Ufer einen zusätzlichen Stau hervor, der später bei fallendem Hochwasser noch zu 25 cm gemessen wurde. Drohende Anzeichen am Lande, wie das Umsinken von Leitungsmasten und Einfriedigungen, das Versacken eines Dammbalkenschuppens und andere Schäden neben dem linken Wehrpfeiler ließen auf Folgeerscheinungen des Unfalls schließen, deren Endauswirkung man, ohne zunächst etwas unternehmen zu können, mit Sorge entgegensah (Abb. 3); war doch an dieser Stelle am Jahresende 1912 infolge Grundversetzung ein 10 m tiefer Grundbruch neben dem Wehrpfeiler entstanden, der unmittelbar



Abb. 2. Schute unmittelbar nach dem Absinken.

darauf während der Frostsperrung mit einem durch eine hölzerne Spundwand gesicherten Packwerksdamm durchbaut worden war. Erst drei Wochen nach dem Unfall, als bereits die ersten Spundbohlen dieser alten Durchbauung aufschwammen, gelang es am 6. April durch einen mit schwimmendem Greifer geschütteten Steinwall die immer noch starke Strömung von der Gefahrstelle abzulenken und den bereits 4 m tiefen neuen Kolk zu durchbauen (Abb. 4).



Abb. 3.

Hochwasser überflutet das Wehr mit der davor gesunkenen Schute. Beginn der Auskolkung am linken Ufer.

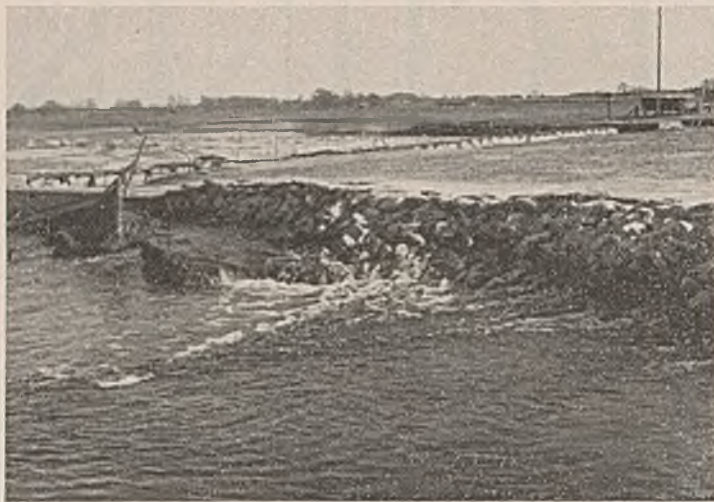


Abb. 4. Der Kolk am linken Ufer ist durch einen Steindamm durchbaut.



Abb. 6. Die verunglückte Schute taucht wieder auf.

Abdämmung der Unfallstelle.

Für die Aufräumungsmaßnahmen trat unter dem Zwang der Verkehrslage die Forderung in den Vordergrund, daß bei abfallendem Hochwasser die für die Aufrechterhaltung der Schifffahrt erforderliche Wasserstandshöhe am Wehr nicht unterschritten werden dürfte und daß der Wehrstau behelfsmäßig auf dieser Höhe so lange zu halten war, bis das Wehr wieder instand gesetzt war. Der hierzu notwendige Fangedamm vor dem beschädigten Wehrteil wurde durch Absenken eines besonders umgebauten Baufahrzeugs auf den massiven Vorboden des Wehres geschaffen.

Zu diesem Zweck wurde ein eiserner Deckprahm von 100 t Tragfähigkeit durch ein als Stauschild dienendes ausgesteiftes Schanzkleid über die ganze Kahnlänge aufgehöhht. Zur Anpassung an die senkrechte Fläche des linken Wehrpfeilers wurde ein eiserner, lotrechter Steven vorgebaut, ferner in der Nähe des Hecks senkrecht zur Bordwand ein eiserner Schild, der den Anschluß an den unversehrten Teil des Wehres zu vermitteln hatte (Abb. 5). Schließlich wurde in das feste eiserne Deck ein Lenzschacht eingebaut und im unteren Drittelpunkt der späteren Stauwand an vorhandenen, aber noch besonders ausgesteiften Schottwänden kräftige Schäkel angebracht, die beim Versenken des Fangedammprahms bei einem Strömungsangriff auf 50 m² Seitenfläche den Zug der stromauf gerichteten Ankertrossen aufzunehmen hatten.

Als fester Ballast waren drei Schichten Kalksandsteinziegel auf dem Schiffsboden verlegt, die dem Prahm eine Schwimmtiefe von 60 cm gaben; für das Versenken mußte Wasserballast vorgesehen werden, da Einbringen von festem Ballast in den Raum während des Versenkens nicht möglich war, Deckballast aber den Prahm zu kopflastig gemacht hätte.

Als das schnell abfallende Hochwasser die Höhe des gewöhnlichen Wehrstaues erreicht hatte, wurde die verunglückte Schute wieder sichtbar (Abb. 6). Nachdem sie möglichst weitgehend entlüftet und ein behelfsmäßigstes Schanzkleid angebracht war — Taucherarbeiten waren bei der starken Strömung nicht ausführbar — wurde sie am 15. und 16. April durch zwei Auslegerhebezeuge bei gleichzeitigem Lenzen gehoben und abgeschleppt (Abb. 7).



Abb. 5. Zum Fangedamm umgebauter Deckprahm.



Abb. 7. Die verunglückte Schute wird gehoben.

Unmittelbar darauf wurde der Fangedammprahm quer zu der etwa 1,6 m/sek starken Strömung durch Abfieren der in die Verankerungstrossen eingeschalteten Flaschenzüge langsam in die vorbestimmte Lage so eingeschommen, daß er sich oberhalb des unteren Nadelanschlages der Wehrschwelle auf den massiven Wehrvorboden aufsetzen sollte (Abb. 1, 5 u. 8).

Die Versenkung mit Hilfe einer Dampfmaschine verlief zunächst planmäßig; als aber die Durchflußhöhe zwischen Schiffsboden und Wehrsohle sich bis auf etwa 75 cm verringert hatte, geriet der Fangedammprahm in Bewegung, die sich durch den beim weiteren Absinken zunehmenden Sog unter dem Schiffsboden und die Pendelbewegung des Wasserballastes steigerte und zu so heftigen Stampf- und Schlingerbewegungen ausartete, daß zunächst die linke und anschließend auch die rechte der 22 mm starken Verankerungstrossen riß. Der Prahm setzte sich dann nach mehrfachen starken Grundberührungen und Stößen gegen die Reste der Wehrböcke schließlich in der aus der Zeichnung erkenntlichen Lage auf den Wehrboden auf; durch den seitlich wirkenden weiteren Trossenzug (Abb. 1) konnte dabei der Steven dicht an den linken Wehrpfeiler herangeholt werden, so daß der am Heck eingebaute Schild, der bei den Tanzbewegungen des Kahnens einen Nadelbock in einen Knäuel von Eisenstäben verwandelt hatte, selbst aber als der stärkere Teil unversehrt blieb, sich an der vorgesehenen Stelle in das Wehr einschob.

Nachdem der Nadelversatz des unbeschädigten Wehrteils eingebaut und behelfsmäßig gegen den Schild abgedichtet war, war nach dem Aufbringen von etwa 140 t Sand- und Steinballast durch einen Greifbagger auf das Deck des Kahnens der Schiffsstau gesichert (Abb. 9).

Wiederherstellungsarbeiten.

Nachdem das Hochwasser abgelaufen war, wurde im Schutze des Fangedammes zunächst durch Taucher festgestellt, daß die Verankerungen und Lager der Wehrböcke, auch hier die stärksten Teile des Wehres, unbeschädigt waren, während die Einbindezapfen der Wehrböcke zum Teil abgeschert waren. Bei der aus der Bockzeichnung (Abb. 8) ersichtlichen

Lage des versenkten Prahmes war es nicht möglich, für das Auswechseln der 18 beschädigten Wehrböcke ohne weiteres die vorhandenen Ersatzböcke zu benutzen, weil der Fangedammprahm bis zu 40 cm in die Umrißlinie der gewöhnlichen Wehrböcke hineinragte (Abb. 8). Die Ersatzböcke mußten daher zum Auswechseln der beschädigten Böcke umgebaut werden, was auch noch aus einem zweiten Grunde notwendig war.

Nach den Erfahrungen beim Absenken des Fangedammprahmes, das bei starker Geschwindigkeitsvermehrung und daraus folgender Druckverminderung unter dem Schiffsboden vorgenommen werden mußte, war damit zu rechnen, daß der Prahm auch beim Wiederaufschwimmen von den gleichen starken Sogkräften auf- und abgeworfen werden und hierbei die neuen Nadelböcke zerschlagen würde, wenn es nicht gelang, beim Losheben des Prahmes von der Sohle eine nennenswerte Strömung unter dem Schiffsboden zu verhindern. Es mußte also dafür gesorgt werden, daß der Prahm im Stauwasser aufschwimmen konnte. Die notwendige Stauwand unterhalb des Prahmes konnte mit Nadeln in der gewöhnlichen Anordnung nicht geschaffen werden, da der Fangedammprahm auf dem unteren Nadelanschlag lag. Es mußten also behelfsmäßig andere Nadelanschlüge geschaffen werden, von denen sich der untere ohne Trockenlegung des Wehrrückens nur an den umzubauenden Wehrböcken anbringen ließ.

Da somit der vordere Zugstab aus dem Fachwerk des Wehrbocks herausgenommen werden mußte, sind die umzubauenden Böcke als vollwandige Kragträger ausgebildet worden. Das Anbringen der Auflager für die untere Nadellehne war auf diese Weise leicht möglich. Die obere Nadellehne wurde auf die Unterwasserseite der Böcke verlegt (Abb. 8). Sämtliche Verbindungen sind geschweißt, die Blechausfüllungen sind mit Lückenschweißung angeschlossen worden.

Diese Umbildung der Böcke konnte erst in Betracht kommen, nachdem der rechnerische Nachweis ergeben hatte, daß die Ausbildung und Verankerung der hinteren Bocklager ausreichte, um für die Zeit vom Beginn der Beseitigung des Fangedammprahmes bis zum Setzen des regelmäßigen Nadelverschlusses den Schub des ganzen Wasserdrucks aufzunehmen, den sonst zu zwei Dritteln der durch den Prahm abgedeckte Nadelanschlag im Wehrboden aufnahm. Um so mehr mußte auch vermieden werden, die Ersatzböcke durch seitliche Bewegungen des aufschwimmenden Prahmes zusätzlich zu belasten.

Beseitigung der Abdämmung.

Nach Beseitigung der zerrümmerten Böcke und Einbau der Ersatzböcke wurde der Hilfsnadelversatz eingebracht und durch Deckleisten und Einschlämmen von Asche so sorgfältig abgedichtet (Abb. 10), daß der Kahn in vollständig strömungsfreiem Wasser lag. Der Deckballast

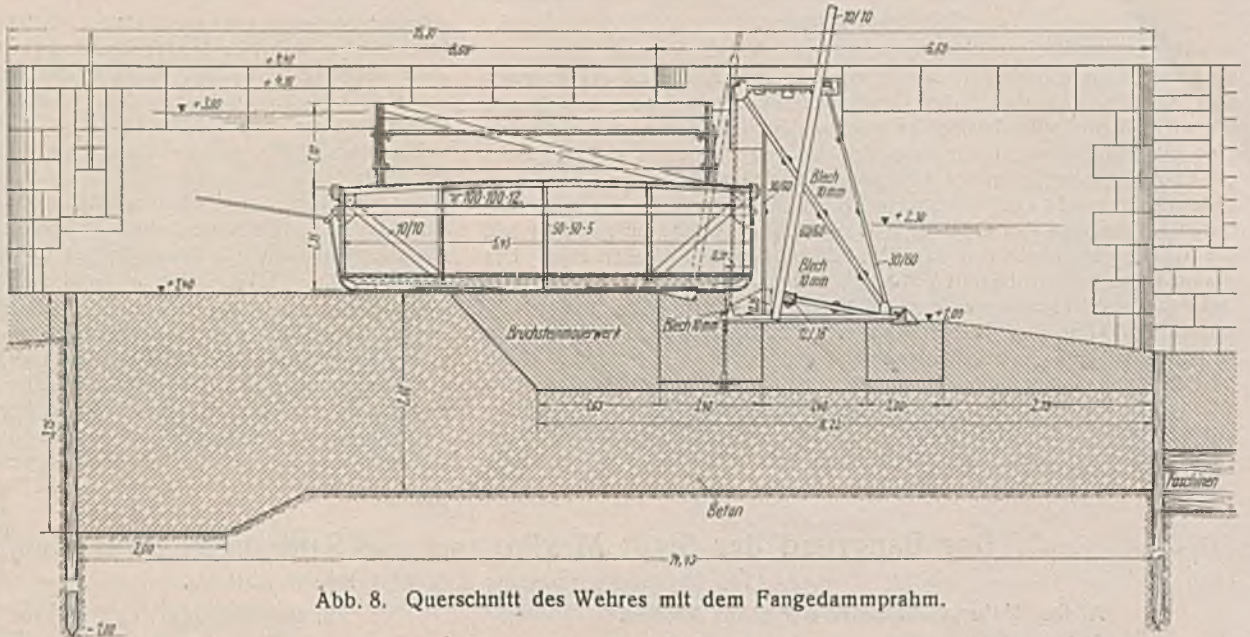


Abb. 8. Querschnitt des Wehres mit dem Fangedammprahm.



Abb. 9. Die Fangedammschute ist eingebaut, der übrige Teil des Nadelwehres geschlossen.

wurde durch Schwimmgreifer beseitigt, der in den Nadelversatz hineinragende Schild abgebrannt und der Wasserballast durch den Lenzschacht abgepumpt. Beim Aufschwimmen machte der Fangedammprahm, vermutlich unter der Einwirkung des Wasserballastes eine starke, stromauf gerichtete Kenterbewegung, die aber durch die Ausleger der vorsorglich bereitgelegten Hebefahrzeuge abgefangen werden konnte (Abb. 11).

Nach dem Abschleppen des Fangedammprahmes wurde sofort die endgültige Nadelwand gesetzt, so daß die außergewöhnliche Beanspruchung der hinteren Bocklager nur 12 Stunden gedauert hat.



Abb. 10. Behelfsmäßiger Nadelversatz.



Abb. 11. Aufschwimmen des Fangedammprahmes.

Schlußbetrachtung.

Bemerkenswert bei den geschilderten Vorgängen war der starke Einfluß der Sogwirkung. Man war sich vor dem Absenken des Prahmes darüber klar, daß durch die Geschwindigkeitsvermehrung infolge des immer kleiner werdenden Spalts zwischen Schiffsboden und Wehrrücken eine Druckminderung unter dem Schiffsboden entstehen mußte. Über die Größe der Sogkräfte hat man versucht, sich mit den für Schütztafeln geltenden Formeln ein Bild zu machen, wobei man über die veränderten Höhenlagen des Ober- und Unterwassers Annahmen gemacht hat, die im ganzen auch von der Wirklichkeit bestätigt worden sind. Der Prahm ist mit einer Sogkraft von 80 bis 100 t nach unten gezogen worden. Gefahrbringend hierbei war nur die Verwendung von Wasserballast, der wegen des Hin- und Herschwappens im Schiffsgefäß zu sehr starken schlagartigen Auf- und Abwärtsbewegungen des Prahmes führte. Hätte man festen Ballast verwenden wollen, so hätte seine gleichmäßige Verteilung über die ganze Schiffslänge beim Versenken und sein gleichmäßiges Löschen beim Aufschwimmen viel Zeit erfordert. Das dafür erforderliche offene Fahrzeug hätte eine Seitenhöhe von mindestens 2,5 m haben

müssen; es dürfte aber nicht länger als 20 m sein, da es sonst den unbeschädigten Wehrtell, der für die Staubewirtschaftung nötig war, während einer längeren Zeitspanne noch weiter eingeengt hätte. Da schließlich ein Kastenquerschnitt mit flachem Boden und großer Steifigkeit Vorbedingung war, ergab sich eine von den üblichen Abmessungen abweichende Schiffsform, deren Beschaffung aus Mangel an Zeit nicht möglich war, zumal der Zeitpunkt nicht abzusehen war, an dem bei fallendem Wasser die Versenkung nötig wurde. Daher mußte auf den vorhandenen, hinreichend steifen Deckprahm zurückgegriffen und damit der als ungünstig vorausgesehene Wasserballast in Kauf genommen werden.

Von den vier am Strom vorhandenen Nadelwehren alter Bauart ist eins bereits durch ein neuzeitliches Klappenwehr ersetzt worden, und auch die Tage des beschädigten Wehres und der beiden anderen sind voraussichtlich gezählt. Sonst würde es sich nach den hier gesammelten Erfahrungen empfehlen, für Fälle ähnlicher Art eine Anzahl offener eiserner Kästen bereitzuhalten, deren Abmessungen aus den örtlichen Verhältnissen zu ermitteln wären und die je nach Bedarf zu einem kürzeren oder längeren Senkprahm zusammenschrauben wären.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Baugrund der Stadt Mexiko und die Senkungen ihrer Gebäude.

Von Reglerungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. W. H. Rabe.

A. Der Untergrund unter der Stadt Mexiko.**1. Die Sink- und Füllstoffe des Beckens.**

Auf der ersten Internationalen Tagung für Bodenmechanik in der Harvard-Universität in Boston¹⁾ kam zur Sprache, daß die Stadt Mexiko die schlechtesten Untergrundverhältnisse von allen größeren Städten der Welt aufweist. Mexiko liegt beinahe im Tiefpunkt des von hohen Vulkanen und Bergkuppen umrahmten Beckens von Mexiko²⁾. In vorgeschichtlicher Zeit waren diese Vulkane überaus tätig; die ausgeworfenen Lavamassen türmten sich auf und ergossen sich über die Hänge. Die feinen Aschenteile wurden in die Luft geblasen und schlugen sich später nieder. Im Tiefpunkt des Beckens lag der Texcoco-See; er stellte sozusagen einen Kratersee in dem großen Ring der Vulkane dar. Die Hochwasser führten die abgeschwemmten Geschiebe- und Sinkstoffe dem See zu, wo sie sich niederschlugen. Die feinen Aschenteile wurden wegen ihres lockeren Gefüges und des geringen Gewichtes zuerst abgewaschen; sie stellen einen hohen Anteil der Füllmasse des Beckens dar.

Der Felsuntergrund, der den Boden des Kessels bildet, ist unregelmäßig und uneben. Die von dem Hochwasser abgeschwemmten Massen und die aus der Luft herabsinkenden Aschenteile füllten im Laufe der Zeit den Boden des Kessels an; dabei ergab sich in dem Kratersee eine natürliche Trennung und Sichtung der Stoffe nach ihrer Schwere.

Die vulkanische Tätigkeit muß in den verschiedenen Zeiten von größerer und geringerer Heftigkeit gewesen sein; zeitweilig sind Pausen eingetreten, in denen allein die abschwemmende Kraft des Wassers tätig war. Bei neuen Ausbrüchen wurden die abgelagerten Geschiebemassen und das in ihnen enthaltene Wasser überdeckt und teilweise eingekapselt. Brunnenbohrungen haben wasserführende Schichten im tieferen Untergrund des Beckens aufgeschlossen. Das Wasser steht unter hohem Überdruck und ist für Trinkzwecke gut geeignet. Die Tiefe der Füllschicht ist verschieden; sie beträgt im Mittel über 200 m.

¹⁾ Bautechn. 1936, S. 540 und 552; 1937, S. 380.

²⁾ Die Geschichte der Hochwassersicherung der Stadt Mexiko. Bautechn. 1941, Heft 17/18, S. 192. — El Subsuelo de la Ciudad de México — Encuesta acerca de la consolidación del subsuelo de la Ciudad de México, J. A. Cuevas, Ingeniería, Sept. 1938, S. 328 bis 335, 343, 346.



Abb. 1. Ausgrabungen in Mexiko, vermutlich Grundmauern des Aztekentempels Teocalli.

2. Das Gefüge der Füllstoffe des Beckens.

Der größte Teil der Sinkstoffe ist vulkanischen Ursprungs. Vorherrschend sind ungemein feine Kolloidaltone, genannt „jabonillo“ (Seifenmasse), die die größeren Einlagerungen, wie vulkanische Sande und Grobteile, fest umschließen. Die besonderen Kennzeichen dieses Gelatinetones sind, wie aus der nachstehenden Aufstellung³⁾ hervorgeht:

1. das sehr niedrige Raumgewicht in nassem Zustande,
2. der hohe Wassergehalt und
3. die sehr niedrige Durchlässigkeitsziffer.

Raumgewicht der frischen Bodenprobe = 1,13 t/m³
Stoffgewicht = 2,88

Feste Masse der frischen Probe

Raumteile	rd.	6,9 %
Gewichtsteile	„	17,6 %

Wassergehalt

Raumteile	„	93,1 %
Gewichtsteile	„	82,4 %

Wassergehalt der frischen Probe, bezogen auf die feste Masse (Gewichtsteile) = 470 %

Wassergehalt der Fließgrenze, bezogen auf die feste Masse (Gewichtsteile) = 520 %

Durchlässigkeitsziffer = $2,10^{-9}$ cm/mln

= 0,0011 cm/Jahr.

Die Aufstellung läßt erkennen, daß der Wassergehalt des Tonbodens fast den der Fließgrenze erreicht. Die Füllmasse ist mit einer Schutzschicht überlagert, deren Mächtigkeit zwischen 1 und 4 m und mehr schwankt.

3. Das alte Tenochtitlán.

Kaum eine andere Stadt hat im Laufe weniger Jahrhunderte eine so wechselvolle Entwicklung durchlebt wie Mexiko; weil dadurch die Untergrundverhältnisse erheblich beeinflußt worden sind, muß kurz darauf eingegangen werden³⁾.

Die Stadt Tenochtitlán, wie die Azteken Mexiko nannten, wurde im Jahre 1325 auf einer kleinen Insel im Texcoco-See gegründet. Die

³⁾ Vgl. auch die geschichtlichen Angaben des in Fußnote 2 genannten Aufsatzes.



Abb. 2. Kathedrale in Mexiko.



Abb. 3. Osiflügel der Kathedrale in Mexiko.

Azteken errichteten im Laufe der Zeiten einen großen Tempel, die Teocalli, eine abgestumpfte Pyramide von 37 m Höhe. Es ist anzunehmen, daß sich die Tonschichten, die den Untergrund der Insel bildeten, unter der verhältnismäßig hohen Auflast stark zusammenpreßten und daß bedeutende Setzungen eingetreten sind.

Durch Anlandung und Auffüllung erhöhte sich der Flächenraum der Insel; sie war von Kanälen durchzogen, auf denen sich der Verkehr abspielte. Die einfachen Leute wohnten in Gebäuden, die meist auf Pfähle gegründet waren, oder auf schwimmenden Gärten, den Chinampas²⁾. Feste Häuser waren zumeist in Lehmziegeln erbaut. Zu diesem Zweck wurde der Ton am Seerand ausgestochen, in rechteckige Formen gepreßt und an der Luft getrocknet. Die vornehmen Azteken wohnten in ein- und zweigeschossigen Palästen, die in Bruchsteinen ausgeführt waren und einen oder mehrere Innenhöfe hatten.

Das Reich der Azteken hatte sich im Laufe der Zeit weit ausgedehnt, demgemäß stieg die Bedeutung und der Umfang der Hauptstadt. Die Straßen und Kanäle waren planmäßig nach den vier Himmelsrichtungen angelegt. Neben dem großen Tempelplatz und den Palästen der vornehmen Azteken wies die Stadt große Marktplätze auf, auf denen die Erzeugnisse und Kunstfertigkeiten des großen Reiches feilgeboten wurden.

Cortez eroberte die Stadt im Jahre 1521 und baute seine neue Hauptstadt Mexiko auf den Trümmern von Tenochtitlan auf; die Kanäle wurden ausgefüllt. Vor einigen Jahren wurden bei Gründungsarbeiten in der Nähe der großen Kathedrale Mauerreste aufgefunden; allen Anzeichen nach sind es Teile der berühmten Teocalli der Azteken. Das Mauerwerk ist recht gut erhalten; es ist in lagerhaften Bruchsteinen mit Kalkmörtel ausgeführt. Die Steine sind in gutem Verband versetzt (Abb. 1).

4. Die Kathedrale und der Palacio Nacional.

Mit dem Bau der Kathedrale wurde im Jahre 1573 begonnen. Eine große Überschwemmung, die im Jahre 1629 weite Teile der Stadt unter Wasser setzte, gefährdete auch das große Bauwerk. Die Fertigstellung zog sich bis zum Jahre 1667 hin. Die Kathedrale mißt im Grundriß 120×56 m; die beiden Glockentürme sind über 60 m hoch (Abb. 2). Die sehr dicken Mauern sind aus Basalt und grauem Sandstein errichtet. Der heutige bauliche Zustand ist im allgemeinen gut. Zieht man den schlechten Untergrund in Erwägung und bedenkt man, daß die Kathedrale im Laufe der Jahrhunderte mehrere Erdbeben überlebt hat, so muß man vor den alten Baumeistern alle Hochachtung haben.



Abb. 4. Loreto-Kirche in Mexiko, wegen Schiefstellens geschlossen.

Auf der anderen Seite der Plaza steht der Palacio Nacional. Es ist ein fast quadratisches Gebäude von 200 m Seitenlänge; es weist mehrere Innenhöfe auf. Auch dieses Gebäude befindet sich in gutem baulichen Zustande.

B. Senkungserscheinungen an älteren Gebäuden.

Der ältere Teil der Stadt dehnt sich über den Bereich des alten Tenochtitlan aus; er steht somit auf der früheren Insel. Die Tiefe der Tonschicht unter diesem Teil beträgt im Mittel mehrere hundert Meter. Nach angestellten Beobachtungen sind erhebliche Bodensenkungen aufgetreten, und zwar ist das Maß dieser Bewegungen in neuerer Zeit erheblich gestiegen. Während nach den Messungen die Kathedrale in den Jahren 1870 bis 1897 um 0,18 m gesunken ist, erhöhte sich dieses Maß in den Jahren 1897 bis 1938 auf 1,20 m. Die Senkung ist im allgemeinen gleichmäßig vor sich gegangen, nur der Ostflügel hat sich unregelmäßig gesetzt und weist erhebliche Risse auf (Abb. 3).

Dagegen befindet sich die Loreto-Kirche, die nur 500 m nach Nordosten zu gelegen ist, in baufälligem Zustand. Die Kirche wurde während der Jahre 1809 bis 1816 gebaut und hat sich während der Jahre 1832 bis 1850 so weit nach Osten herübergeneigt, daß sie geschlossen werden mußte (Abb. 4). Als Ursache wird angegeben, daß die Westseite auf festerem Untergrund, die Ostseite dagegen auf der Tonschicht steht.

Abb. 5 u. 6 zeigen die West- und Ostseite der Escuela der Mineral (Bergakademie). Das Gebäude hat sich in der Längsrichtung so weit durchgebogen, daß die Eingänge von der Seitenstraße nicht mehr benutzt werden können. An der Nordseite sind keine Risse zu bemerken, obwohl sich das Gebäude auch hier bedeutend gesenkt hat.

Auch an dem Gebäude der National-Bibliothek sind Senkungserscheinungen zu beobachten; es war ursprünglich die Augustiner-Kirche und wurde in den Jahren 1677—1692 errichtet. Es besteht im wesentlichen aus einem Längsschiff und einem Seitenflügel. Beide Teile haben sich nicht gleichmäßig gesetzt; die Mauern weisen an den Verbindungsstellen breite Risse auf. Außerdem sind in der Kuppel des Längsschiffes, an den beiden Kämpfern und im Scheitel breite Längsrisse entstanden.

Neben diesen stärker in Mitleidenschaft gezogenen Gebäuden findet man viele ältere Häuser, die sicherlich gleichfalls Senkungen von 1 bis 2 m und mehr durchgemacht haben, ohne daß an ihnen wesentliche Schäden zu beobachten sind. Die Hausfluchten stehen vielleicht nicht ganz winkelrecht, die Fußsteige sind unregelmäßig hoch und der Betonbelag ist an vielen Stellen gerissen; die Straßen lassen stellenweise



Abb. 5. Westseite der Bergakademie in Mexiko.



Abb. 6. Ostseite der Bergakademie in Mexiko.



Abb. 7.
Palacio de Bellas Artes (Nationaltheater) in Mexiko.

Wellenlinien erkennen. Doch diese Zustände findet man in vielen alten Städten. Schließlich muß auch in Betracht gezogen werden, daß bei der Errichtung der Häuser eine Stadtplanung und Bauordnung nach neuzeitlichen Begriffen nicht bestand.

Erstauulich ist immerhin, daß die dicken Mauern der Kirchen und Staatsbauten trotz ihrer schweren Ausbildung und trotz des schlechten Untergrundes bei den erheblichen Senkungen nicht mehr Risse aufweisen.

In erster Linie standen den alten Baumeistern gute Natursteine und Ziegel sowie einwandfreier Kalk zur Verfügung. Die von ihnen aufgestellten Pläne zeichnen sich im allgemeinen durch Einheitlichkeit und Regelmäßigkeit aus. Ferner hatten die Azteken nicht zuletzt dank den Kenntnissen, die sie von den Tolteken, den Erbauern der alten Pyramiden in Mexiko, übernommen und bei ihren großen Bauten selbst weiter ausgebildet hatten, eine besondere Begabung im Stein- und Bauhandwerk. Die starken Mauern erhielten zunächst eine breite, gut ausgezickte und fest gestampfte Packlage von Steinen und Ziegelbrocken als Unterlage, auf die sich das Grundmauerwerk aufsetzte. Die darunterliegende tiefe Tonschicht setzte sich naturgemäß im Laufe der Zeiten unter der Auflast des Gebäudes; doch diese Bewegungen gingen ganz langsam und gleichmäßig über die ganze Fläche vor sich, vorausgesetzt, daß die Tiefe der Tonschicht im Bereich der Grundfläche des Gebäudes gleich war und die Auflasten sich einigermaßen gleichmäßig verteilten.

Diese beiden Bedingungen trafen an vielen Bauwerken zu; an ihnen sind keine oder nur geringfügige Schäden aufgetreten. Dagegen haben Bauten von unregelmäßiger Form oder Belastung oder auf ungleichförmigem Untergrund mehr gelitten.

C. Bodensenkungen in den neueren Stadtteilen.

Der Umfang der Stadt Mexiko hat sich im Laufe der Zeit weit über das ursprüngliche Gebiet der Altstadt hinaus ausgedehnt. Man kann annehmen, daß die ältesten Ablagerungen, die die Insel Tenochtitlán formten, im Gefüge, in der Dichte und der Mächtigkeit der Schichten einigermaßen einheitlich waren. Diese Voraussetzung trifft in den neuen Stadtteilen nicht im gleichen Maße zu⁴⁾. Die Tiefe der Ablagerungen

⁴⁾ Der Verfasser hat in der in Fußnote²⁾ genannten Abhandlung den Vorgang der Anlandung dieser Gebiete und der Anfüllung des früheren Texcoco-Sees mit Geschiebe- und Sinkstoffen beschrieben.



Abb. 9. Nationaltheater in Mexiko, Risse über den Säulen und dem Fenster.



Abb. 8. Nationaltheater in Mexiko, an der Eingangstreppe sich bemerkbar machende Gebäudesenkungen.

verringert sich hier nach den Rändern des Beckens zu; ferner ist ihr inneres Gefüge nicht ebenso einheitlich. Je näher die Ablagerungen den Berghängen zu liegen, um so gröber und durchlässiger sind sie. Je weiter sie sich in das Gebiet des früheren Texcoco-Sees erstrecken, um so mächtiger sind andererseits die Tonschichten. Die im tieferen Untergrund eingebetteten wasserführenden Schichten sind fest gelagert, während die in der neueren Zeit abgelagerten gröberen Geschiebe weniger dicht sind.

Die verhältnismäßig frischen Ablagerungen sind noch nicht genügend verfestigt und werden sich naturgemäß noch setzen. Das Maß dieser Setzungen wird abhängen von der Mächtigkeit der Tonschichten, von ihrem Wassergehalt, von dem Grade der bereits eingetretenen Verdichtung der Schichten und von den neu hinzukommenden Auflasten und ihrer Verteilung.

Die städtischen Abwasserleitungen, die vom Mittelpunkt der Stadt nach dem Tiefpunkte von San Lorenzo an der Ostseite der Stadt führen, sind im Laufe der Zeit trotz Erhöhung ihrer Belastung immer leistungsfähiger geworden. Vermessungen⁵⁾ ergaben, daß eine fast gleichmäßige Erhöhung des Gefälles eingetreten war; daraus kann auf eine durchgehende Zunahme der Bodensenkung nach dieser Richtung geschlossen werden. Während die mittlere Senkung des Bodens in der Altstadt für die Jahre 1897 bis 1938 1,20 m beträgt, steigt sie in den neueren Stadtteilen auf 2,90 m und ist auf der Ostseite der Stadt noch erheblich höher. Da aber die Belastung des Untergrundes im Innern der Stadt bei weitem höher ist als in den Grenzgebieten im Osten, wo meist nur eingeschossige Häuser stehen, so ist fraglos der bei weitem höhere Anteil der Bodensenkung der natürlichen Selbstverfestigung der noch frischen Ablagerungen zuzuschreiben.

D. Senkungen bei einigen neueren Gebäuden.

1. Der Palacio de Bellas Artes (Nationaltheater).

Das Theater ist eines der schönsten und prunkvollsten Bauten von Amerika; die Baukosten betragen über 17 Millionen Dollar. Als es etwa zur Hälfte fertig war, machten sich starke Bodensenkungen bemerkbar. Nach längerer Unterbrechung wurde der Bau wieder aufgenommen und im Jahre 1934 beendet (Abb. 7).

Man glaubte, dem Absinken des Gebäudes durch Einspritzen von Zementmörtel in den Untergrund begegnet zu haben, da ein gewisses

⁵⁾ Estudio de Nivelaciones de Precisión en la Cuenca de México Dirección de Geografía, 1937/1938.



Abb. 10.
Wohnhaus in Mexiko, das sich ungleich gesenkt hat.



Abb. 11. Condesa-Pumpwerk in Mexiko, Vorderansicht.



Abb. 12. Condesa-Pumpwerk in Mexiko, Seitenansicht.

Stillstand der Bewegungen eintrat. Neuerdings machen sich aber wiederum leichte Verschiebungen des Gebäudes gegenüber der Umgebung bemerkbar. In Abb. 8 ist die Aufwölbung der Zugangstreppen zu sehen. Die aufgetretenen Spannungen haben Risse in den Verkleidungen der Wangen und den Belägen der Zugänge hervorgerufen. Die Bewegungen entsprechen augenscheinlich den Formänderungen, die bei der Belastung nachgiebigen Bodens zu erwarten sind. Wahrscheinlich hätten Modellversuche Aufschluß darüber geben können, bei welcher Ausführungsweise die geringsten Bewegungen des Bauwerks eingetreten wären.

Das Gebäude ist ein Stahlgerippebau mit Marmorverkleidung und hat eine einheitliche, regelmäßige Form. An den Vorbauten und über einigen Tür- und Fensterstürzen sind Risse und Sprünge zu beobachten (Abb. 9). An einigen Stellen ist die reiche Marmorverkleidung herausgesprengt. Das Gebäude liegt in der Nähe des oben erwähnten Gebäudes der Bergakademie. Bemerkenswert ist der Umstand, daß das zwischen den beiden Gebäuden gelegene Hauptpostamt, ein großer Prachtbau, der in den Jahren 1902 bis 1907 errichtet wurde, keinerlei Schäden aufweist.

2. Ein Wohngebäude nahe dem Paseo de la Reforma.

An einigen neueren Gebäuden sind ungleichmäßige Senkungen aufgetreten; ein vor etwa 5 Jahren errichtetes Wohngebäude hat sich auffallend übergeneigt (Abb. 10). Offenbar wurde bei der Gründung des Gebäudes versäumt, den ungleichförmigen Untergrundverhältnissen in geeigneter Weise Rechnung zu tragen. Die unregelmäßige Form des Grundrisses und die dadurch hervorgerufene ungleiche Belastung des Baugrundes haben wahrscheinlich die Bewegungen verschärft.

3. Pfahlgründungen.

Eine Reihe von neueren Geschäftshäusern ist auf Pfähle mit darüberliegender Eisenbetondecke gegründet. Diese Ausführungsweise hat sich gut bewährt. Jedoch ist bei diesen Gebäuden stets die Erscheinung zu beobachten, daß sie scheinbar aus dem Boden hervorwachsen, weil die nicht auf Pfähle gegründete Umgebung, also auch die Straßen, sich stärker senken, als die bis in festeren Boden reichende Pfahlgründung. Das Maß der Setzung der Straßen wird um so erheblicher sein, je weniger die obere Bodenschicht verfestigt ist. Man kann auch annehmen, daß durch das Rammen der Pfähle und die dauernden Erschütterungen des lebhaften Straßenverkehrs die Bewegungen sich steigern.

4. Einfluß der Entziehung von Wasser aus den Bodenschichten.

v. Terzaghi hat in seinen Vorträgen auf der Internationalen Tagung für Stadtplanung und Wohnwesen in Mexiko (1938) auf die Rückwirkungen hingewiesen, die in Tonschichten durch Änderung der Wasserstände ausgelöst werden können. Wegen der Hochwassersicherung der Stadt war man stets bestrebt, die Niederschläge so schnell wie möglich abzuleiten. Durch die schnelle Aufschließung weiterer Gebiete für Wohnzwecke und Straßenanlagen und die im Zusammenhang damit durchgeführte unmittelbare Ableitung der Regenmengen, ist die in den Boden eindringende Sickermenge gegen früher erheblich verringert worden. Infolgedessen hat sich im Laufe der Zeit der Grundwasserstand in den Oberschichten gesenkt und wird sich noch weiter senken. Die so durch den Fortfall des Auftriebes bewirkte Gewichtszunahme der oberen Schichten hat ein erhebliches Nachgeben der Schichten zur Folge. In den letzten Jahren sind außerdem bedeutende Wassermengen aus den wasserführenden Schichten des tieferen Untergrundes für die Versorgung der Stadt entnommen worden; durch die starke Inanspruchnahme der unterirdischen Becken ist ihre Ergiebigkeit bereits merklich zurückgegangen. Auch dadurch ist ein beträchtliches weiteres Nachgeben der Tonschichten veranlaßt worden.

5. Einfluß von Erschütterungen.

Es macht den Eindruck, daß das innere Gefüge der Tonboden durch schnell aufeinanderfolgende Erschütterungen vollkommen geändert werden kann. Dies hat sich an einem Tiefbrunnen von 0,20 m Durchm. des Y. M. C. A.-Gebäudes gezeigt. Die wasserführende Schicht befindet sich in einer Tiefe von 210 m; das Wasser mußte gepumpt werden. Nach einiger Zeit wurde festgestellt, daß sich das innere Gefüge des Tones unter dem Einfluß der beim Pumpen auftretenden Erschütterungen so verändert hatte, daß auf die ganze Tiefe von 210 m um das Pumpenrohr herum ein mit Wasser gefülltes rundes Loch von 0,90 m Durchm. entstanden war.

Besondere Erscheinungen traten auch beim Betrieb des städtischen Condesa-Pumpwerkes auf, das vor 35 Jahren errichtet worden ist. Dies fördert das von einer Anzahl von Saugrohren gelleferte Wasser auf eine größere Druckhöhe. Das Gebäude einschließlich der elektrischen Motoren von 1500 PS Gesamtleistung ist auf Pfähle von 16 m Länge gegründet. Im Gebäude machen sich starke Schwingungen bemerkbar. Es ragt jetzt beträchtlich über das Gelände und die daneben liegenden Straßen heraus (Abb. 11 u. 12). Die erhebliche Senkung der Bodenoberfläche macht sich in weitem Umkreise bemerkbar; eine Reihe von Wohngebäuden ist gefährdet. Wegen der eingegangenen Beschwerden sieht sich die Stadt genötigt, die weitere Entnahme von Wasser aus dem Untergrund aufzugeben. Die Erscheinungen sind wahrscheinlich ebenfalls auf die natürliche Senkung der Tonschichten zurückzuführen, die durch die Entziehung von Wasser aus dem tieferen Untergrund verstärkt worden ist. Außerdem aber haben die Schwingungen der Pumpanlage sicher erheblichen Einfluß gehabt.

6. Einfluß der Erdbeben.

Während des Bestehens der Stadt haben sich eine große Anzahl von Erdbeben ereignet. Der im Becken von Mexiko gelegene Popocatepetl war im 16. und 17. Jahrhundert recht tätig; sein letzter lebhafter Ausbruch war im Jahre 1925. In letzterer Zeit stößt er zeitweise stärkere Rauch- und Gasmassen aus. Die anderen im Becken gelegenen Vulkane sind in geschichtlicher Zeit nicht tätig gewesen.

Nach geschichtlichen Berichten scheinen die Erdbeben trotz der Nähe der Ausbruchsstelle keine sehr erheblichen Schäden in der Stadt angerichtet zu haben. Dasselbe trifft bei Erdbeben in neuerer Zeit zu. Dieser Umstand ist wohl in erster Linie darauf zurückzuführen, daß die tiefe, ungemein feinkörnige und mit Wasser voll gesättigte Tonschicht die Heftigkeit der Erdstöße bedeutend abdämpft.

E. Die Ausbildung neuerer Hochbauten.

1. Kleinere und mittlere Gebäude.

Bei der Planung kleinerer und mittlerer Gebäude benutzt man am besten die Erfahrungen, die sich bei den Häusern in älteren Stadtteilen ergeben haben. Es empfiehlt sich:

1. einheitliche und regelmäßige Grundrißform des Gebäudes und dementsprechende gleichmäßige Belastung des Untergrundes, Wegfall von Vorbauten;
2. Geringhalten des Eigengewichts, gute Versteifung und Verspannung der Gebäudewände;
3. gute Verfestigung des Untergrundes und Gründung auf durchgehender Eisenbetondecke.

Bei Bauten aus Mauerwerk hat sich die Regel herausgebildet, über allen Wandöffnungen, wie Türen und Fenstern, unter den Balkenlagen und den Dachbindern durchlaufende Eisenbetongurte anzuordnen.



Abb. 13. Avenida Juarez in Mexiko.

2. Hochhäuser und ihre Gründungsweise.

In neuerer Zeit sind in der Stadt, dem amerikanischen Beispiel folgend, eine Reihe von Hochhäusern errichtet worden. Abb. 13 zeigt einen Blick auf die Avenida Juarez mit zwei besonders hohen Gebäuden, die zur Zeit im Bau begriffen sind.

Die Einzelheiten des rechts stehenden Hochhauses, das später die Staatslotterie aufnehmen soll, sind in Abb. 14 besser zu erkennen. Wegen der unregelmäßigen Grundrißform und der ungleichen Verteilung der Auflasten wurde das Gebäude auf einem einheitlichen und verhältnismäßig hohen Eisenbetonkasten gegründet. Die Ausschachtung wurde absichtlich besonders tief geführt, um zunächst die Tonschicht über die ganze Fläche so weit als möglich zu entlasten. Der Eisenbeton-Schwimmkasten wurde mittels einer großen Anzahl von Gitterträgern so ausgesteift, daß er einen großen biegefesten Rahmen darstellt; er nimmt die Lasten des Gebäudes auf. Die Form der Gründung entspricht mehr oder weniger einem Schwimmkörper, der sich auf die Tonschicht aufsetzt; wegen seiner bedeutenden Tiefe und Schwere liegt der Schwerpunkt des gesamten Hochhauses verhältnismäßig niedrig.

Das in Abb. 13 links stehende Hochhaus ist dagegen auf Pfähle und eine durchgehende Eisenbetonplatte gegründet. Somit bietet sich eine gute Gelegenheit, später zu verfolgen, wie sich die beiden Gründungsweisen bewähren.

Bei der Planung von Hochhäusern ist es im allgemeinen erwünscht, recht umfangreiche Kellergeschosse für die Aufnahme von Kraftwagen, für Lagerräume, Stahlkammern, sowie für die gesamten Maschinenanlage

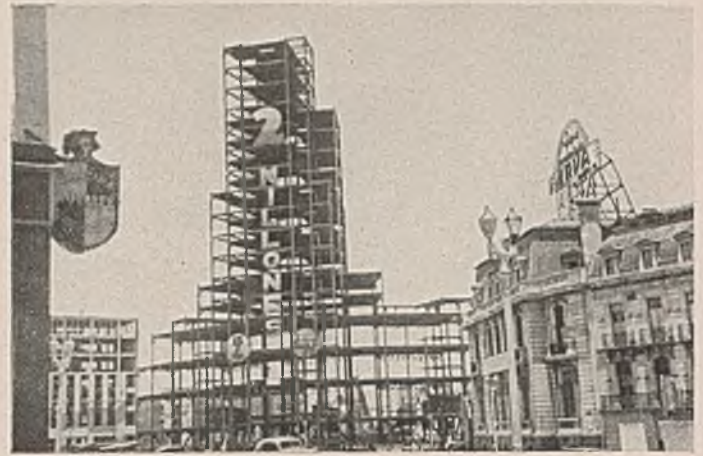


Abb. 14. Hochhaus der Staatslotterie in Mexiko im Bau.

vorzusehen. Dieser Umstand spricht zugunsten der Gründung mit Eisenbetonkasten. Pfahlgründungen haben, wie gesagt, den Nachteil, daß die die Gebäude umgebenden Straßen sich stärker senken, was besonders bei Geschäftshäusern unbequem ist, da bei ihnen Reißen und Schiefstellen der Fußwegplatten als sehr lästig empfunden wird. Zu bedenken ist dabei, daß die meisten auf Pfähle gegründeten Bauten erst in den letzten zehn Jahren errichtet sind und daß sich die Bewegungen in späterer Zeit vielleicht noch steigern können.

Schlußwort.

v. Terzaghi wies auf der obenerwähnten Tagung in Mexiko auf das Beispiel von Chicago und Shanghai hin, wo gleichfalls Senkungen an wichtigen Gebäuden aufgetreten sind. In diesen Städten ist Vorsorge getroffen worden, daß die Bewegungen dieser Bauwerke auf das sorgfältigste verfolgt werden. Erst auf Grund von Beobachtungen, die über eine längere Zeitspanne ausgedehnt werden, und an Hand genauer Erforschung des Untergrundes lassen sich Schlüsse über die geeignetste Gründungsweise ziehen.

Der Verfasser ist den Baubehörden der Stadt Mexiko sowie mehreren Zivil-Ingenieuren für freundliche Auskunft zu Dank verpflichtet⁶⁾.

⁶⁾ Anm. der Schriftleitung. Angaben über die Gebäudesenkungen in der Stadt Mexiko und ihre Ursachen finden sich u. a. in Proc. Intern. Conference Soil Mech. 1936, Harvard University, Cambridge, Mass.: Bd. I, S. 119 (Nationaltheater) u. S. 294 (Staatslotterie) sowie Bd. III, S. 233 (Allgemein, Condesa-Pumpwerk).

Alle Rechte vorbehalten.

Zahlenaufbau der statisch bestimmten ebenen Fachwerke.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Robert Kraus, Kunming (China).

Scheiben- und Stabfachwerk.

Ein statisch bestimmtes ebenes Fachwerk allgemeiner Art ist ein Gebilde aus ebenen Scheiben, das als Ganzes den Freiheitsgrad Null hat, während die Verbindungen der Scheiben unter sich den Freiheitsgrad 1 oder 2 haben können. Man nennt ein solches Fachwerk ein Scheibenfachwerk.

Aus einem Scheibenfachwerk entsteht ein Stabfachwerk entweder dadurch, daß man mehrere Verbindungen der einzelnen Scheiben so zusammenlegt, daß die Scheiben selbst zu Stäben werden, oder auch dadurch, daß die Scheiben als Stabfachwerke ausgeführt werden. Da ein Stab dadurch gekennzeichnet ist, daß seine Achse zugleich die Wirkungslinie seiner Kräfte ist, müssen bei einem Stabfachwerk die Lasten in den Knotenpunkten angreifen. Wird ein Stab zwischen zwei Knotenpunkten belastet, so wird er zur Scheibe. Daran liegt es, daß die zeichnerische Kräfteermittlung in einem solchen Fall die Behandlung des Fachwerks zuerst als Scheibenfachwerk erfordert und erst nach Ermittlung der Gelenkkräfte die Behandlung als Stabfachwerk und die Bestimmung der Stabkräfte zuläßt.

Als Beispiel für die beiden Umwandlungsmöglichkeiten eines Scheibenfachwerks in ein Stabfachwerk ist das Fachwerk der Abb. 1 in der ersten Art durch Zusammenlegen der Gelenke *A, B* und *C, D* nach Abb. 1a und in der zweiten Art durch Ausführung der Scheiben *ABE* und *CDE* als Stabfachwerke nach Abb. 1c umgewandelt worden. Die Ergebnisse unterscheiden sich grundsätzlich voneinander. Bei der Herstellung eines Stabfachwerks nach Abb. 1c bleibt der Aufbau erhalten, weshalb in diesem Fachwerk zuerst die Gelenkkräfte wie beim Fachwerk der Abb. 1 und dann die Stabkräfte der einzelnen Scheiben zu ermitteln sind. Die Kräftepläne für die Gelenkkräfte und diejenigen für die Stabkräfte können zu einem Kräfteplan (Abb. 1d) zusammengezogen werden. Das Fachwerk nach Abb. 1a hat sich dagegen gegenüber dem ursprünglichen Scheiben-

fachwerk Abb. 1 so verwandelt, daß es auch aus dem Fachwerk der Abb. 1e entstanden sein könnte. Diese Erscheinung, daß ein durch Zusammenlegen von Gelenken entstandenes Stabfachwerk aus mehreren Scheibenfachwerken erhalten werden kann, ist bei dieser Entwicklungsart allgemein und fordert für die Eingliederung in eine Fachwerksordnung eine Abmachung, die zweckmäßig mit Rücksicht auf die Art der Kräfteermittlung getroffen wird. Das Fachwerk der Abb. 1a kann auch aus Zweischlägen (einem gelenkig verbundenen Stabpaar) aufgebaut werden. Alle derartigen Fachwerke haben bei Belastung in den Knotenpunkten die besondere Eigenschaft, daß der Kräfteplan ohne Ermittlung von Stütz- und Gelenkkraften unmittelbar gezeichnet werden kann (Abb. 1b). Die Abmachung sei nun so getroffen, daß das aus Zweischlägen aufgebaute Scheibenfachwerk der Abb. 1e, aus dem das Fachwerk der Abb. 1a ebenfalls durch Zusammenlegen von Gelenken erhalten werden kann, dasjenige ist, unter dem das Fachwerk der Abb. 1a in eine Fachwerksordnung eingereiht wird, weil die Kräfteermittlung bei allen aus dem Scheibenfachwerk der Abb. 1e entstehenden Stabfachwerken dieselbe ist.

Das Beispiel der Abb. 1 bis 1e legt dar, daß die Stabfachwerke eine Entwicklungsstufe der Scheibenfachwerke sind und daher bei einer planmäßigen Suche nach den Möglichkeiten des Fachwerksbaues und der Aufstellung einer Fachwerksordnung mit den Scheibenfachwerken zu beginnen ist. Dem widerspricht nicht, daß Stabfachwerke auch nach anderen Bildungsgesetzen aufgebaut werden können, denn sie lassen sich nachträglich in die Ordnung der Scheibenfachwerke einfügen, da sie auch aus diesen hergeleitet werden können. Eine wesentliche Stütze für die Unterordnung der Stabfachwerke unter die Scheibenfachwerke bildet die Tatsache, daß das Scheibenfachwerk den Gang der Kräfteermittlung in dem von ihm abgeleiteten Stabfachwerk bestimmt.

Die Bausteine zum Aufbau der Scheibenfachwerke sind die Scheiben oder Glieder, die zwei, drei, vier usw. Verbindungsstellen haben können

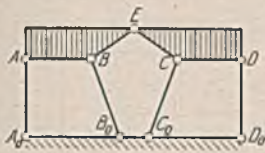


Abb. 1. Einfaches Scheibenfachwerk mit vier Stützgliedern mit je zwei Gelenken.

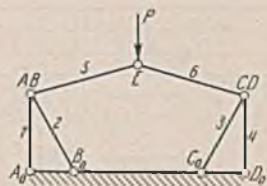


Abb. 1a. Aus dem Scheibenfachwerk der Abb. 1 durch Gelenkzusammenlegung entwickeltes Stabfachwerk.

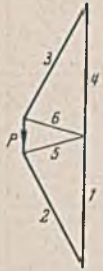


Abb. 1b. Kräfteplan zum Fachwerk der Abb. 1a bei Belastung des Knotenpunktes E.

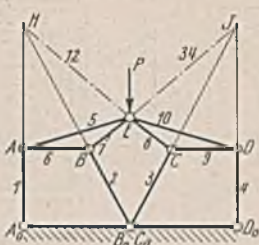


Abb. 1c. Aus dem Scheibenfachwerk der Abb. 1 durch Fachwerksausführung der Scheiben entwickeltes Stabfachwerk.

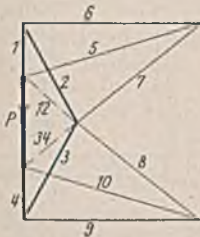


Abb. 1d. Kräfteplan zum Fachwerk der Abb. 1c bei Belastung des Knotenpunktes E.

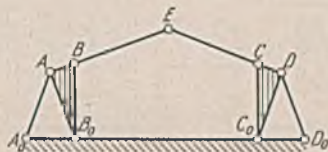


Abb. 1e. Durch Zweischläge gebildetes Scheibenfachwerk als mögliche Vorstufe zum Fachwerk der Abb. 1a.

Mit Ihnen ist eine bestimmte Anzahl von Vielecken zu bilden, deren Seitenzahl ebenfalls eine bestimmte ist. Die Ermittlung der Scheiben nach Art und Zahl und der Bedingungen für ihre Zusammensetzung ist der Zahlenaufbau der Fachwerke. An ihn schließt sich die Maßbestimmung an, nach der die Abmessungen der Scheiben und Stäbe so festgesetzt werden, daß die gewünschte Fachwerksform entsteht. Die durch den Zahlenaufbau gefundenen Fachwerke sind also an keine Abmessungen gebunden.

Zahlenaufbau der Scheibenfachwerke.

In einer Ebene bewegte Scheiben können sich gegenseitig und gegenüber der Ebene drehen und verschieben. Ihre bewegliche Verbindung kann daher nur in einem Gelenk, einer Geradföhrung oder einem Krümmungspaar bestehen und hat den Freiheitsgrad 1 oder 2. Die Geradföhrung ist ein Gelenk mit unendlich fernem Drehpunkt. Daher ist eine besondere Berücksichtigung der Geradföhrungen beim allgemeinen Fachwerksaufbau nicht erforderlich. Dasselbe gilt für das Krümmungspaar, denn die gegenseitige Bewegung zweier durch ein Krümmungspaar verbundenen Ebenen ist für den Augenblick dieselbe, als wenn die Ebenen statt durch ein Krümmungspaar durch ein Glied mit zwei Gelenken verbunden wären, die mit den Krümmungsmittelpunkten der augenblicklichen Berührungsstelle zusammenfallen, so daß die Länge des Gliedes die Summe der Krümmungshalbmesser ist. Man kann also Krümmungspaare und Glieder mit zwei Gelenken gegenseitig austauschen und baut daher die Fachwerke ohne Krümmungspaare auf, da man nachträglich beliebig an Stelle der Glieder mit zwei Gelenken Krümmungspaare ausführen kann. Zum Aufbau der Scheibenfachwerke werden somit als Bausteine nur Glieder verwendet, die durch Gelenke mit anderen Gliedern und der Gründung verbunden werden.

Die Stützung eines Fachwerks bildet beim planmäßigen Aufbau keine Schwierigkeit, weil die Aufgabe nicht so lautet, daß z. B. ein statisch bestimmtes Fachwerk statisch bestimmt gestützt werden soll, sondern so, daß für eine gegebene Zahl von Stützstellen, die nach dem oben Gesagten nur Gelenke sind, die möglichen Fachwerke gesucht werden sollen. Da an einer Stützstelle ein beliebiges Stützglied angeschlossen werden kann, hat man zunächst die Wahl der Art der Stützglieder, die ein oder mehr Gelenke haben können. Man bezeichnet die Anzahl der Stützglieder

mit u und kennzeichnet die Art durch einen Zeiger, so daß z. B. u_2, u_3 bestimmte Zahlen von Stützgliedern mit zwei und drei Gelenken bedeuten. Damit erhält man für Stützstellen und Stützglieder folgendes Muster:

Anzahl der Stützstellen	Zahl und Art der Stützglieder
2	$2u_2 1u_2 1u_3 2u_3 1u_2 1u_4 1u_3 1u_4 2u_4$ usw.
3	$3u_2 2u_2 1u_3 1u_2 2u_3 3u_3 2u_2 1u_4 1u_2 1u_3 1u_4$ usw.
4	$4u_2 3u_2 1u_3 2u_2 2u_3 1u_2 3u_3 4u_3 3u_2 1u_4$ usw.
usw.	

Die Stützglieder u sind durch Zwischenglieder n_0 so zu verbinden, daß ein statisch bestimmtes Fachwerk entsteht. Diese Zwischengliederzahl und die Art der zu verwendenden Glieder sind zu berechnen. Die Rechnungsgrundlage bildet die Tatsache, daß ein statisch bestimmtes Fachwerk den Freiheitsgrad Null hat, wodurch die allgemeine Gleichung für ebene Gelenkgetriebe

$$2g - 3n + 3 + v = 0$$

in die Form

$$(1) \quad 2g - 3n + 3 = 0$$

als Grundgleichung ebener statisch bestimmter Scheibenfachwerke übergeht. Hierin bedeuten g die Gesamtzahl aller Gelenke einschließlich der Stützstellen, n die Gesamtzahl aller Glieder einschließlich der Stützglieder und des festen Gliedes oder des Grundkörpers, v die Zahl der Freiheitsgrade des Gebildes, die beim statisch bestimmten Fachwerk Null wird.

Gl. (1) kann unmittelbar aus einem einfachen Fachwerksaufbau mit Hilfe von Zweischlägen nach Abb. 2 entnommen werden. Der Aufbau nach Abb. 2 bis 2b läßt erkennen, daß zu der Grundlage von drei Gliedern und drei Gelenken mit jeder Erweiterung zwei Glieder und drei Gelenke hinzukommen, daß also die Gelenkzahl

$$(1a) \quad g = \frac{n-1}{2} \cdot 3$$

ist, woraus sich Gl. (1) ergibt. Die Gleichung gilt allgemein für alle Scheibenfachwerke, was daraus folgt, daß man die anderen Fachwerke aus den durch Zweischläge aufgebauten Fachwerken durch Gliedertausch erhalten kann, wobei die Glieder- und Gelenkzahlen dieselben bleiben. So erhält man z. B. das Fachwerk der Abb. 2c aus dem der Abb. 2a.

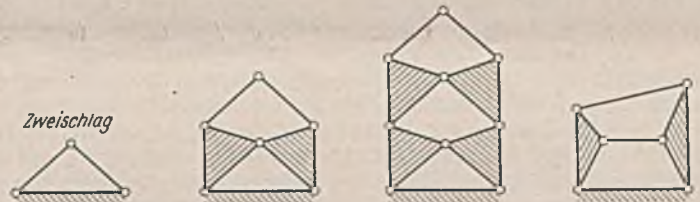


Abb. 2 bis 2b. Fachwerksaufbau durch Zweischläge. Abb. 2c. Durch Aufbauänderung aus dem Fachwerk der Abb. 2a herstellbares Scheibenfachwerk.

Aus Gl. (1a) folgt, daß die Gliederzahl einschließlich des festen Gliedes ungerade sein muß, weil die Gelenkzahl g nur eine ganze Zahl sein kann.

Da die Fachwerke über den gegebenen Stützstellen und Stützgliedern aufgebaut werden sollen und hierzu die Zahl n_0 der Zwischenglieder und die Zahl g_0 der Zwischengelenke ermittelt werden müssen, wird Gl. (1) mit den Beziehungen

$$n = 1 + u + n_0 \quad \text{und} \quad g = u + g_0$$

umgewandelt in

$$(2) \quad 2g_0 - 3n_0 - u = 0.$$

Die Gelenke bestehen aus Zapfen und Lager. Die Summe $2g_0$ dieser Grundbestandteile, die zur Verbindung der Zwischenglieder unter sich und mit den Stützgliedern gebraucht werden, wird berechnet nach

$$2g_0 = 2n_2 + 3n_3 + 4n_4 + \dots + 1u_2 + 2u_3 + 3u_4 + \dots$$

oder

$$(3) \quad 2g_0 = \sum x n_x + \sum (x-1) u_x,$$

wobei

$$(3a) \quad n_0 = n_2 + n_3 + n_4 + \dots$$

und

$$(3b) \quad u = u_2 + u_3 + u_4 + \dots$$

ist. Die Vereinigung der Gl. (2) u. (3) liefert

$$(3c) \quad 3n_0 + u = \sum x n_x + \sum x u_x - u,$$

woraus mit Hilfe der Gl. (3a) u. (3b)

$$(4) \quad n_2 = \sum_3 (x-2) u_x + \sum_4 (x-3) n_x$$

wird. Die Anzahl n_2 der Zwischenglieder mit zwei Gelenken ist demnach unabhängig von der Zahl der Stützglieder mit zwei Gelenken und der Zwischenglieder mit drei Gelenken.

Aus Gl. (3c) erhält man unter Beibehaltung der Zwischengliederzahl n_0 den Ausdruck

$$2n_2 + 3n_3 + \sum_4 x n_x + \sum_4 (x-2)u_x - 3n_0 = 0$$

und daraus mit Gl. (4) für die Anzahl der Zwischenglieder mit drei Gelenken

$$(5) \quad n_3 = n_0 - \sum_4 (x-2)u_x - \sum_4 (x-2)n_x.$$

Hierin ist die Zahl n_0 noch unbekannt. Da n_0 und g_0 nur ganze Zahlen sein können, löst man Gl. (2) als diophantische Gleichung für diese Werte auf und erhält

$$(6a) \quad n_0 = 2z - u,$$

$$(6b) \quad g_0 = 3z - u,$$

worin z eine beliebige positive ganze Zahl ist.

Mit Gl. (6a) vervollständigt man Gl. (5) zu

$$(7) \quad n_3 = 2z - \sum_2 (x-1)u_x - \sum_4 (x-2)n_x.$$

Da n_3 nicht negativ werden kann, ist der Mindestwert der Zahl z

$$(8) \quad z \geq \frac{1}{2} \sum_2 (x-1)u_x,$$

wobei die Zwischenglieder nur zwei oder drei Gelenke haben.

Die höchste Zahl der Grundbestandteile, die ein Zwischenglied haben kann, ergibt sich aus Gl. (7) für den Fall, daß $n_3 = 0$, $n_{x_{\max}} = 1$ und sonst nur Zwischenglieder mit zwei Gelenken vorhanden sind, zu

$$(9) \quad x_{\max} = 2(z+1) - \sum_2 (x-1)u_x.$$

Mit den Gleichungen des Zahlenaufbaues ist das Muster zur Ordnung der Scheibenfachwerke (Abb. 3) berechnet worden, das eine Ordnungsmöglichkeit aufzeigen soll und nur einen Anfang bildet, der sowohl nach Zahl und Art der Stützglieder wie durch Vermehrung der Zwischenglieder zu erweitern ist. Die in den linken Spalten in viereckigem Rahmen dargestellten Scheibenfachwerke sind in allgemeiner Form gehalten, aus der durch Wahl bestimmter Maßverhältnisse Ausführungsbeispiele entstehen, die rechts daneben stehen und durch praktisch ausgeführte Scheiben- und Stabfachwerke zu ergänzen wären. Eine solche geordnete Sammlung möglicher und ausgeführter Fachwerke nimmt jedes neue Fachwerk zwanglos auf, faßt Fachwerke gleicher Grundlage, aber verschiedener Ausführung und Verwendung zusammen, gibt dadurch einen Überblick über Verwendungsmöglichkeiten und vermeidet Doppelarbeit, besonders wenn die in die Ordnung aufgenommenen Fachwerksausführungen durch Bemerkungen über ihre wesentlichen Eigenschaften, Hinweise auf das Schrifttum u. a. ergänzt werden. Eine weitere vorteilhafte Ergänzung der Fachwerksordnung wäre die Hinzufügung der Lage- und Kräftepläne, deren Herstellung bekanntlich von Abmessungen unabhängig ist, und die daher ihren natürlichen Platz in der Fachwerksordnung finden, wo sie bei den einzelnen Fachwerken das Vorbild für die Kräfteermittlung der Maßausführungen und nur einmal herzustellen sind.

Die Befügung der Vorbilder der Kräfteermittlung zur Fachwerksordnung bedeutet nicht nur eine Bequemlichkeit für die Praxis, sondern in tieferem Sinne auch eine Ordnung der Ermittlungsverfahren. Es hat sich gezeigt, daß die Art der Kräfteermittlung auch am Stabfachwerk vom dem Aufbau des Scheibenfachwerks bestimmt wird und nicht nur einfach, sondern auch rein zeichnerisch durchführbar wird, wenn entsprechend der Fachwerksentwicklung zuerst die Gelenkkräfte des zugrunde liegenden Scheibenfachwerks und dann die Stabkräfte des daraus entstandenen Stabfachwerks bestimmt werden. Daher ist der dem Scheibenfachwerk beigefügte Plan der Gelenkkräfte grundlegend und richtunggebend für die Kräfteermittlung in den Stabfachwerken und nur einmal in der Ordnung aufzuführen.

Nach diesem Ausblick auf eine Fachwerksordnung und ihre Folgen, für die ein Anfang in Abb. 3 angedeutet ist, sei an einem Beispiel die Anwendung der Gleichungen des Zahlenaufbaues zur Ermittlung der Fachwerke (Abb. 3) gezeigt. Es seien $2u_3$, d. h. zwei Stützglieder mit je drei Gelenken gegeben. Man erhält hierfür:

$$\text{Gl. (8): } z \geq \frac{1}{2} \sum_2 (3-1)2 = 2.$$

I. Wahl $z = 2$.

$$\text{Gl. (9): } x_{\max} = 2(2+1) - \sum_2 (3-1)2 = 6 - 4 = 2$$

$$\text{Gl. (7): } n_3 = 4 - \sum_2 (3-1)2 = 0 = 0$$

$$\text{Gl. (4): } n_2 = \sum_2 (3-2)2 + 0 = 2 \quad \text{Gl. (6b): } g_0 = 3 \cdot 2 - 2 = 4.$$

Nachprüfung:

$$\text{Gl. (6a): } n_0 = 2 \cdot 2 - 2 = 2 = n_2 \quad \text{Gl. (2): } 2 \cdot 4 - 3 \cdot 2 - 2 = 0.$$

II. Wahl $z = 3$.

$$\text{Gl. (9): } x_{\max} = 4.$$

a) Gewählt $x_{\max} = 3$.

$$\text{Gl. (7): } n_3 = 2 \quad \text{Gl. (4): } n_2 = 2 \quad \text{Gl. (6b): } g_0 = 7.$$

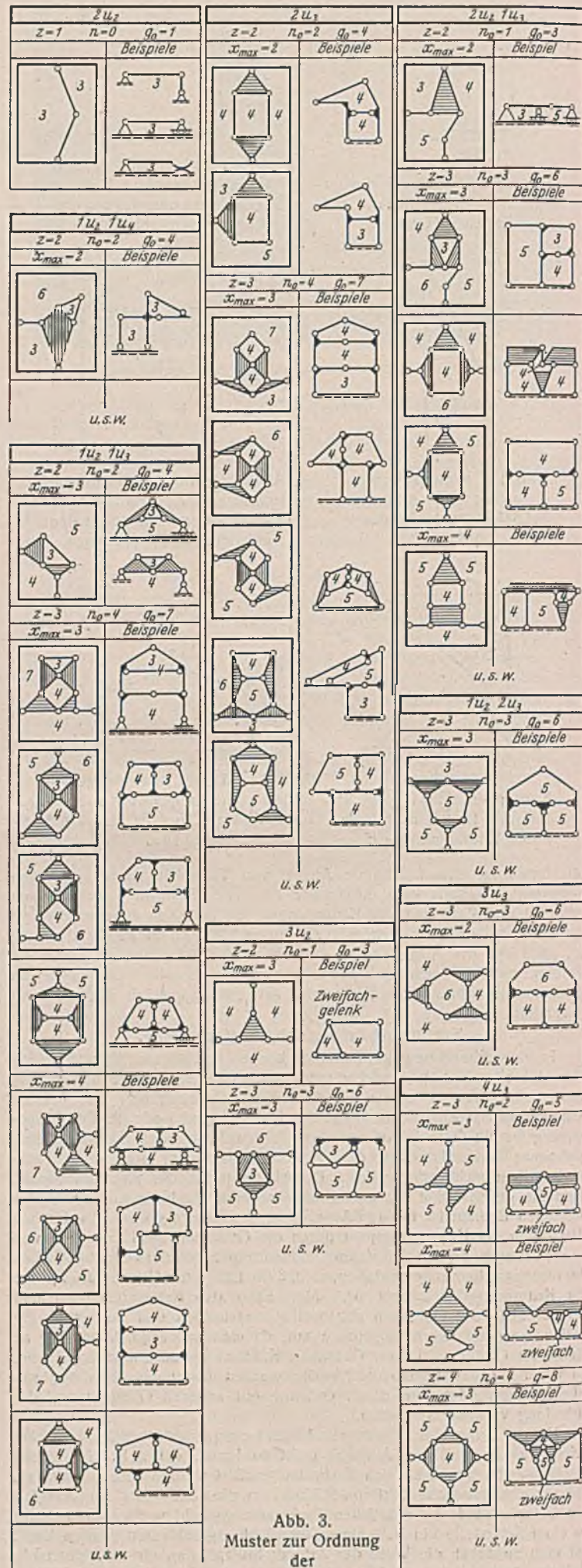


Abb. 3.
Muster zur Ordnung
der
Scheibenfachwerke.

Nachprüfung:

Gl. (6a): $n_0 = 4 = n_2 + n_3$ Gl. (2): $2 \cdot 7 - 3 \cdot 4 - 2 = 0$.

b) Gewählt $x_{\max} = 4 \cdot n_4 = 1$.

Gl. (7): $n_3 = 6 - 4 - 2 = 0$ Gl. (4): $n_2 = 2 + 1 = 3$.

Da g_0 und n_0 von x_{\max} unabhängig sind, bleiben diese Zahlen unverändert.

Aus den errechneten Bausteinen können die Fachwerke verschieden aufgebaut werden. Abb. 3 zeigt für das berechnete Beispiel $2 u_3$, daß für $z=2$ zwei verschiedene Anordnungen möglich sind, während sie für $z=3$ sehr viel zahlreicher werden und die Spalte daher in Abb. 3 nicht abgeschlossen wurde, weil hier nur ein Anfang gezeigt werden sollte. Einen Anhalt für die Anordnungsmöglichkeit der Scheiben bekommt man durch die Berechnung der Zahl der zu bildenden Vielecke und der Summe ihrer Seiten.

Nach Wittenbauer¹⁾ gilt zwischen der Stabzahl s einschließlich Steg und der mit den Stäben gebildeten Zahl p der Vielecke eines statisch bestimmten ebenen Stabfachwerks die Beziehung

(10) $s = 1 + 2p$.

Diese Gleichung kann unmittelbar aus dem Fachwerksaufbau nach Abb. 2 bis 2b entnommen werden, wenn man die Scheiben mit drei Gelenken als Stabdreiecke ansieht. Man erkennt, daß mit jedem zugefügten Stabpaar ein neues Dreieck oder Vieleck entsteht, daß also die Stabzahl s sich aus dem festen Stab und der doppelten Zahl der Vielecke zusammensetzen muß. Die Wittenbauersche Gleichung gibt an, daß zu einer bestimmten Stabzahl eine bestimmte Anzahl Vielecke gehört, gleichgültig wie die Stäbe angeordnet werden.

Die Scheiben eines Scheibenschwachs bilden zwischen sich Vielecke, deren Anzahl II man aus der Wittenbauerschen Gleichung dadurch ableiten kann, daß man darin die Stabzahl durch die Scheiben ausdrückt. In einem Stabfachwerk hat der Grundkörper, wenn man ihn als einfachstes Stabfachwerk ausführen würde, ebensoviel Knotenpunkte, als Stützglieder vorhanden sind, und daher nach der bekannten Beziehung

(11) $s = 2k - 3$

statisch bestimmter Fachwerke die Stabzahl

$s_1 = 2u - 3$

und nach Gl. (10) die Vieleckzahl

$p_1 = u - 2$.

Die Stabzahl der Stützglieder und Zwischenglieder in einfacher Fachwerksausführung ergibt sich mit Gl. (11) zu

$s_2 = \sum (2x - 3) u_x$ und $s_3 = \sum (2x - 3) n_x$

und die Zahl der Vielecke in diesen Scheiben mit Gl. (10) zu

$p_2 = \sum (x - 2) u_x$ und $p_3 = \sum (x - 2) n_x$.

Die Gesamtzahl aller Stäbe wird durch Zusammenfassung dieser Ergebnisse

$s = s_1 + s_2 + s_3 = 2(\sum x u_x + \sum x n_x) - 3n_0 - u - 3$.

Nach Gl. (3c) ist

$\sum x u_x + \sum x n_x = 3n_0 + 2u$

und damit auch

$s = 3(n_0 + u) - 3$

oder nach Gl. (6a) die Zahl der Stäbe eines freien Fachwerks

(12) $s = 6z - 3$.

Die Gesamtzahl p aller Vielecke eines Scheibenschwachs, bei dem die Scheiben als Stabfachwerke ausgeführt werden, setzt sich zusammen aus der Zahl II der Vielecke zwischen den Scheiben und der Zahl $\sum p$ der Vielecke innerhalb der einzelnen Scheiben. Demnach ist

$p = II + p_1 + p_2 + p_3$.

¹⁾ R. Beyer, Technische Kinematik 1931, S. 22. J. A. Barth.

woraus sich durch Einsetzen der vorher erhaltenen Ausdrücke und Verwendung von Gl. (3c) u. (6a) die Beziehung

$II = z$

ergibt. Diese Beziehung wurde unter der Voraussetzung erhalten, daß die Fachwerke wie z. B. in Abb. 2 bis 2c einseitig über dem festen Glied oder Steg dargestellt werden. In Abb. 3 ist der Darstellung der Fachwerke innerhalb eines geschlossenen Rahmens der Vorzug gegeben, weil sich dabei als Summe der Vieleckseiten eine vom Aufbau unabhängige Zahl ergibt. Durch die Schließung des Steges zu einem Rahmen kommt noch ein Vieleck hinzu, so daß hierfür die Zahl der Vielecke

(13) $II = z + 1$

beträgt. Die Anzahl der äußeren Vielecke, die an den geschlossenen Rahmen liegen und durch die Stützglieder voneinander getrennt werden, ist

(14) $II_a = u$.

Aus Gl. (13) u. (14) ergibt sich die Anzahl der inneren Vielecke, die nur von den Zwischengliedern gebildet werden, zu

(15) $II_i = z - u + 1$.

Die Seitenzahl π aller Vielecke zwischen den Scheiben und dem Rahmen ist gleich der Summe der Scheibenseiten und der Seiten des Rahmens zwischen den Stützgliedern, also

$\pi = \sum x u_x + \sum x n_x + u$,

was man mit Gl. (3c) u. (6a) umformt in

(16) $\pi = 6z$.

Beim Aufbau der Fachwerke nach Abb. 3 bestimmt man aus Gl. (15) die Anzahl der inneren Vielecke, zeichnet sie, mit der kleinsten Seitenzahl beginnend, in den verschiedenen möglichen Lagen, z. B. Ecke an Ecke oder Seite an Seite, und füllt die Zwischenräume zwischen den Vielecken mit Zwischengliedern und Stützgliedern aus. Unter Belassung der Zwischenglieder wechselt man mit dem Anschluß der Stützglieder und erhält so die verschiedenen Ausführungsformen des Fachwerks bei gleichen inneren Vielecken. In Abb. 3 erhält man z. B. für die Stützglieder $2 u_3$ mit $z=2$ die Zahl $II_i = 1$. Mit $n_0 = 2$ und $u = 2 u_3$ ist nur ein Viereck als inneres Vieleck zu bilden. Für den Anschluß der Stützglieder an die Seiten dieses Vierecks gibt es nur die beiden in Abb. 3 dargestellten Möglichkeiten. Gl. (13) u. (16) weisen die Richtigkeit der erhaltenen Gesamtzahl und der Summe der in Abb. 3 eingeschriebenen Seitenzahlen der Vielecke nach.

Für dieselben Stützglieder $2 u_3$ erhält man mit $z=3$ zwei innere Vielecke, die in Abb. 3 zunächst als Vierecke mit einer gemeinsamen Ecke angenommen und als Grundlage zum Fachwerksbau benutzt wurden. Die Zwischenräume zwischen beiden Vierecken wurden mit den nach Gl. (7) errechneten Dreigelenkgliedern ausgefüllt und die Stützglieder in den drei verschiedenen Möglichkeiten angeordnet, wobei als Zwischenglieder die nach Gl. (4) berechneten Glieder mit zwei Gelenken bleiben und Gelenkzahl, Vieleckzahl und Seitenzahl wegen der unveränderten Grundlagen unveränderlich sind.

Mit denselben Grundlagen ist im nächsten Abschnitt ein vier- und fünfseitiges Vieleck bei gemeinsamer Seite hergestellt und wieder die Anordnung der Stützglieder in den möglichen Arten durchgeführt.

Im Muster der Abb. 3 sind die Scheibenschwachs in einem festen Rahmen eingezeichnet, der als die Gründung des Fachwerks angesehen werden kann. Man kann die Gründung jedoch auch als Scheibe des Fachwerks betrachten und erhält so aus dem festen ein freies Fachwerk.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Die Förderanlagen zum Bau des Shasta-Staudammes¹⁾. Der Bau des Shasta-Staudammes im Tale des Sacramento-Flusses in der Sierra Nevada in Kalifornien erfordert zahlreiche Förderanlagen zum Heranbringen der Zuschlagstoffe und des Zements für die Betonbereitung und zum Einbringen des fertigen Betons an den verschiedenen Betonierstellen des Dammes und eines Kraftwerkes. Die bemerkenswerteste Förderanlage ist eine Förderbandanlage mit der beträchtlichen Länge von 15 km (9,6 miles), die den für die Betonbereitung nötigen Kies und Schotter mit Korngrößen bis 150 mm von der Aufbereitungsanlage bei Redding nach einem Bunker auf der Baustelle fördert (Abb. 1). Während der Bauzeit des Dammes sind mit der Anlage 10,4 Mill. t Kies und Schotter zu fördern. Die Förderbandanlage beginnt in einer Seehöhe von 130 m über dem Stillen Ozean und steigt allmählich auf 435 m Seehöhe an. Dann senkt sie sich auf einer verhältnismäßig kurzen Strecke auf 195 m Höhe. Auf dem Wege kreuzt sie zweimal den Sacramento-Fluß, ferner überquert sie fünf Kreisstraßen und eine Eisenbahn. An den

Kreuzungsstellen ist die Förderbandanlage auf Brücken geführt, die als Schutz gegen das Herabfallen von Steinen unten kastenförmig gebaut sind (Abb. 2).

Die Gesamtstrecke setzt sich aus 26 Einzelbändern von je 255 bis 970 m Länge zusammen. 23 Einzelbänder, die auf der Stelzung verlegt sind, werden durch Elektromotoren von je 200 PS Leistung angetrieben. Die übrigen drei Einzelbänder, die im Gefälle fördern, haben keine Antriebe. Das Fördergut setzt infolge der Schwerkraft die Bänder in Bewegung. Der dabei entstehende Kraftüberschuß wird in Generatoren zum Antriebe einer Zementmühle ausgenutzt. Die Bänder der einzelnen Teile bestehen aus Gummi mit Einlagen aus Baumwollgeweben. Das Gesamtgewicht aller Gummiförderbänder beträgt 675 t. Aus der Bandbreite von 0,85 m und der Fördergeschwindigkeit von 165 m/min ergibt sich eine Leistung von 1100 t/h. Die Bänder liegen auf Holzgerüsten (Abb. 3) mit Höhen von 1,2 bis 27 m über dem Erdboden. Besondere Vorrichtungen dienen zur geraden Führung der einzelnen Bänder. An den Stellen, an denen zwei Einzelbänder aneinanderstoßen, sind Übergangsschurren angebracht, auf denen das Fördergut von einem Band zum andern rutscht (Abb. 4). Zur Unterstützung der Gummigurte sind auf der

¹⁾ Eng. News-Rec. Bd. 125, 1940, S. 47/49, 64 u. 67, Hefte vom 4. u. 18. Juli.

ganzen Strecke 12 500 Gurtragrollen eingebaut worden. Die Antriebe der einzelnen Bandstrecken sind auf elektrischem Wege so voneinander abhängig, daß bei einer Störung an einem Einzelband alle Antriebe der vorher liegenden Einzelbänder stillgesetzt werden. Beim Wiederanlassen nach dem Beheben der Störung läuft zuerst das gestört gewesene Einzelband an, während die vorher befindlichen Einzelbänder von der Störungsstelle bis zur Beladestelle einzeln nacheinander in Betrieb kommen. Auf diese Weise werden Stauungen auf Einzelbändern vermieden.

Fassungsvermögen gebracht, an den sich ein 1200 m langes Förderband zum Fördern der Zuschlagstoffe nach der Betonmischanlage am westlichen Widerlager des Staudammes anschließt.

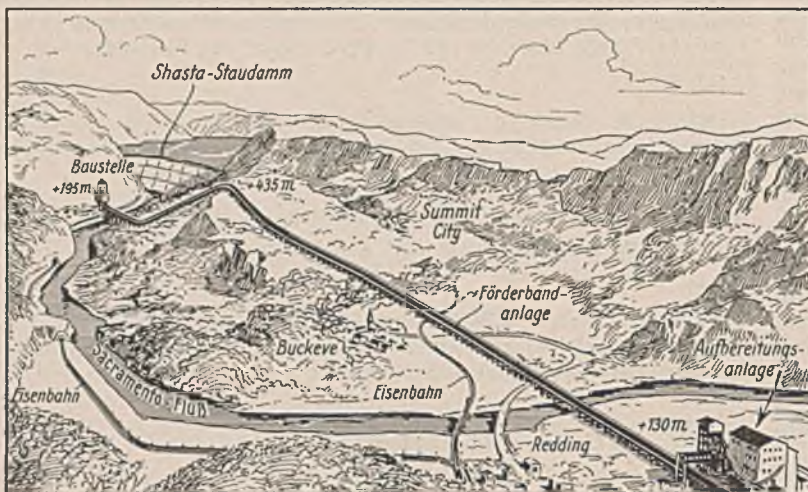


Abb. 1. Lageplan der Förderbandanlage aus 26 Einzelbändern. Gesamtlänge 15 km.

Damit der Betrieb auch bei Nacht aufrechterhalten werden kann und die Anlage für Flugzeuge gut sichtbar ist, ist die gesamte Förderstrecke durch Natriumdampflampen erleuchtet. Neben der Bandstrecke hat man eine Straße angelegt (Abb. 3 u. 4), auf der dauernd Kraftwagenstreifen zur Überwachung der Anlage verkehren. Die Kraftwagenstreifen



Abb. 2. Überführung der Bandanlage über eine Straße.

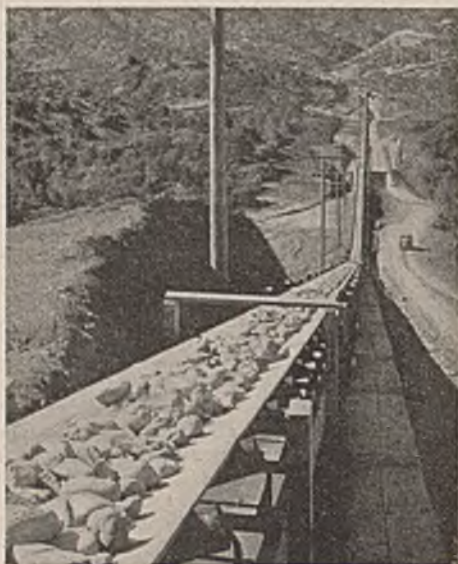


Abb. 3. Streckenansicht eines Teiles der Förderbandanlage.

werden bei Störungen durch Fernsprechstellen auf drahtlosem Wege verständigt. Der Ort einer Betriebsstörung wird selbsttätig in den Fernsprechstellen angezeigt. Nach oben kann die Bandstrecke abgedeckt werden, damit das Fördergut bei Regen vor Nässe geschützt ist. Die Baukosten der Förderbandanlage, die Anfang April 1940 in Betrieb gekommen ist, betragen etwa 3 Mill. RM.

Der von der Förderbandanlage beschickte Bunker liegt 1,5 km flussabwärts von der Baustelle. Aus dem Bunker werden Kies und Schotter durch ein Förderband von 600 m Länge nach einem ortsveränderlichen Bunker für 150 t



Abb. 4. Übergangsstelle zwischen zwei Einzelbändern.

Der für die Betonbereitung nötige Zement lagert in zehn Misch- und Lagersilos, aus denen er nach der 600 m entfernten Mischanlage durch Zementpumpen gefördert wird. Zum Erzeugen des Betons in der Mischanlage dienen vier Mischtrommeln.

Aus den Mischern wird der Beton in Schienenwagen mit je zwei Aufnahmegefäßen von 6 m³ Inhalt abgezogen (Abb. 5), in denen er nach den Beladestellen von sieben im Kreise schwenkbaren Kabelkränen gefahren



Abb. 5. Schienenwagen zum Befördern von Beton.

wird. Die Schienenwagen werden durch 125-PS-Elektromotoren angetrieben. Sie halten über den Fördergefäßen der Kabelkrane, so daß der Beton unmittelbar umgeladen wird.
Fr. Riedig.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Wasserwirtschaftsverwaltung. Ernann: Regierungsbauassessor Heinrich Snuls in Husum zum Regierungsbaurat; — Regierungs- und Baurat Mithoff in Düsseldorf zum Oberregierungs- und -baurat.

Versetzt: die Regierungs- und -bauräte Schweicher von Hannover nach Posen, Dr. Konietzky von Breslau nach Frankfurt a. d. O., Schlonski von Kiel nach Breslau; — die Regierungsbauräte Zwinkau von Gumbinnen nach Lüneburg, Frenzel von Cottbus nach Potsdam, Keil von Hagen nach Cottbus, Nußbaum von Meppen nach Bonn, Engelke von Münster nach Osnabrück, Hendricks von Danzig nach Kalisch, Dr. Klehnel von Kalisch nach Breslau, Schrader von Stettin nach Münster, Kiel von Düsseldorf nach Danzig; — Bauassessor Richling von Innsbruck nach Danzig.

In Ruhestand versetzt: Oberregierungs- und -baurat Damm in Breslau.

INHALT: Wiederherstellung eines durch einen Schiffsunfall beschädigten Nadelwehres. — Der Baugrund der Stadt Mexiko und die Senkungen ihrer Gebäude. — Zahlenaubau der statisch bestimmten ebenen Fachwerke. — Vermischtes: Die Förderanlagen zum Bau des Shasta-Staudammes. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.