

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 21. Februar 1941

Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Aus dem Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn.

Von G. Schaper.

Das Brücken- und Ingenieurhochbauwesen der Deutschen Reichsbahn stand in der letzten Zeit ganz unter dem Einfluß des Krieges. Die Anstrengungen auf diesem Gebiete waren hauptsächlich auf die Wiederherstellung der zerstörten Brücken auf den von der Deutschen Reichsbahn zu betreibenden Strecken der besetzten oder neu gewonnenen Gebiete gerichtet. Trotzdem wurde dem Versuchs- und Forschungswesen, das in den letzten Jahren besonders gefördert wurde, weitere Beachtung geschenkt.

Über die Versuche mit Anstrichfarben ist zu berichten:

Eisenglimmer-Deckfarben zeigen weiter ein sehr gutes Verhalten.

Mit Eisenoxyd und Schwerspat verschnittene Bleimennige verhalten sich besser als mit Zinkoxyd verschnittene. Grundfarben aus Aluminium mit Leinölfirnis, aus Eisenglimmer mit Leinölfirnis und aus Eisenoxydrot mit Leinölfirnis sind der Bleimennige unterlegen. Es kann aber gesagt werden, daß bei weniger wichtigen Bauten ein dreifacher Anstrich auf Leinölgrundlage mit Aluminiumpulver, Eisenglimmer und Eisenoxydrot ohne Bleimennigeanstrich in Betracht gezogen werden kann.

Die Grundanstriche mit Farben aus Eisenoxydrot und Eisenoxyduloxyd sind den Grundanstrichen aus Bleimennige unterlegen.

Die bekanntlich in den sehr kalten Tagen des vorigen Winters an verschiedenen Stellen gerissenen, neuen geschweißten Vierendeel-Brücken über den Albert-Kanal in Belgien sind bei dem deutschen Vormarsch von den Belgiern gesprengt worden. Aus einer dieser Brücken — der Brücke bei Herenthals — sind von der Deutschen Reichsbahn größere Stücke entnommen und auf die maßgebenden Baustoffeigenschaften untersucht worden. Dabei hat sich gezeigt, daß der Baustoff keine besonderen Fehler in der chemischen Zusammensetzung aufweist, aber sehr ungleichmäßig ist, die Aufschweißbiegeprobe nicht besteht und stellenweise eine ganze geringe Kerbzähigkeit hat. Hiermit können aber die schweren Schäden allein nicht erklärt werden. Fraglos haben Fehler der baulichen Durchbildung und bei der Ausführung der Schweißnähte hauptsächlich zu den Unfällen beigetragen.

Die durch die große Kälte ausgelösten argen Beschädigungen an den genannten belgischen Brücken gaben der Deutschen Reichsbahn Veranlassung, alle ihre geschweißten Brücken im Sommer 1940 auf irgendwelche Risse oder Schäden untersuchen zu lassen. Bei keiner der 300 geschweißten Brücken konnte irgendein Schaden festgestellt werden, der zu Bedenken Anlaß geben könnte.



Abb. 1. Behelfsmäßige Flußbrücke.

Die Versuche mit Erdölbitumenlösungen, Steinkohlenteerpechlösungen und Steinkohlenteerhartpech haben keinen Unterschied in der Haltbarkeit der drei Anstrichmittel ergeben, wohl aber erwiesen, daß sie sich am besten auf einem Grundanstrich aus Bleimennige halten. Bitumenanstriche mit Füllstoffen sind den Regelölfarben gleichwertig, während sie ohne Füllstoffe ihnen unterlegen sind.

Die weiteren Untersuchungen der Anstriche mit Alkydalfarben haben die gute Brauchbarkeit dieser Farben bestätigt.

Bei den Versuchsanstrichen mit Sulfatbleiweiß und Karbonatbleiweiß haben sich keine Unterschiede in der Haltbarkeit gezeigt.

Die Versuche mit geschweißten Trägern aus St 52 wurden fortgesetzt¹⁾. Sie haben auch jetzt noch keine vollständige Erklärung für das Auftreten von plötzlichen, verformungslosen Brüchen in solchen Trägern gebracht.

Die Aufschweißbiegeprobe wurde als Maßstab für die Brauchbarkeit eines St 52 zum Schweißen beibehalten, weil noch keine bessere Probe gefunden wurde.

Verschiedene Stahlwerke liefern jetzt schon den zum Schweißen geeigneten St 52, der im besonderen Schmelzverfahren hergestellt und normalisiert wird²⁾. Die mit diesen Stählen durchgeführten Versuche an der Aufschweißbiegeprobe hatten sehr gute Ergebnisse. Die bei einem Biegewinkel von mindestens 26° aufgetretenen ersten Anrisse in den Schweißnähten gingen bei Weiterbiegen nicht in den Werkstoff hinein, und der Bruch trat erst nach großer Verformung bei einem Biegewinkel von mindestens 115° ein.

Verhandlungen mit den Leichtmetallwerken haben ergeben, daß in der Fertigung von Leichtmetall große Fortschritte erzielt sind und daß es jetzt möglich ist, kleinere Wege- und Straßenbrücken und auch Fahrbahnteile größerer solcher Brücken aus verschiedenen Aluminiumlegierungen herzustellen.

Versuche mit weiteren Leichtfahrbahndecken für Eisenbahn- und Straßenbrücken nach der sogenannten Insektenflügelbauart mit Doppelblechen wurden eingeleitet.

Eine ganz aus Holz in genagelter Bauweise gebildete Eisenbahnbrücke mit 10 m Stützweite ist fertiggestellt und wird gegenwärtig in der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe einem dynamischen Versuch unterzogen.

Der allgemein sehr große Stahlbedarf zwang die Deutsche Reichsbahn dazu, bei ihren Brückenbauten, die durch neue Betriebsaufgaben notwendig wurden, mit der Verwendung von Stahl so sparsam wie möglich umzugehen. Für sehr kleine Stützweiten wurden hölzerne Brücken, für kleine und mittlere Stützweiten Eisenbetonbalkenträger gebaut. Nach Möglichkeit wurden auch gewölbte Bauwerke errichtet.

Viele Brücken wurden zunächst nur behelfsmäßig durch Verwendung von stählernen Hilfsbrücken aus I-Trägern oder von verfügbaren größeren Brücken mit vollwandigen oder fachwerkartigen Trägern gebaut, wobei darauf Rücksicht genommen wurde, daß sie einige Jahre mit unbedingter Sicherheit auch bei größerer Geschwindigkeit befahren und später leicht gegen die endgültigen Überbauten ausgewechselt werden können.

¹⁾ Bautechn. 1940, S. 3. — ²⁾ Bautechn. 1940, S. 3 u. 4.

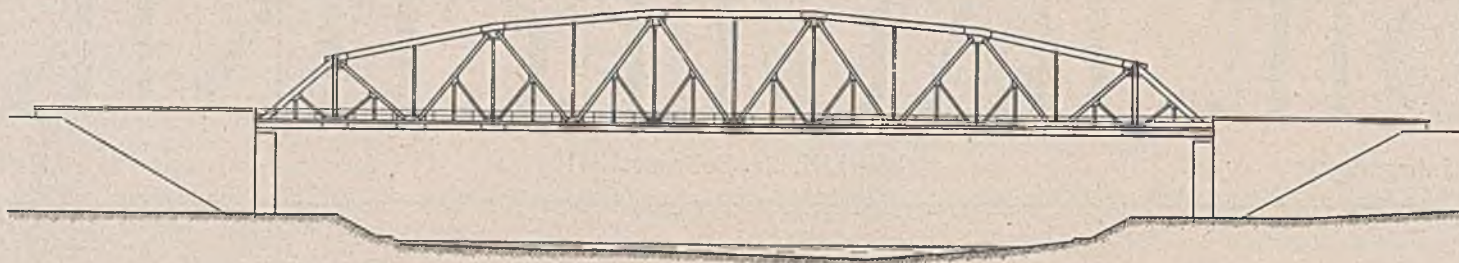


Abb. 2. Flußbrücke mit einem aus einem Auslandauftrag stammenden Überbau.



Abb. 3. Gewölbte Eisenbahnbrücke.



Abb. 4. Rollklappbrücken, geschlossen.

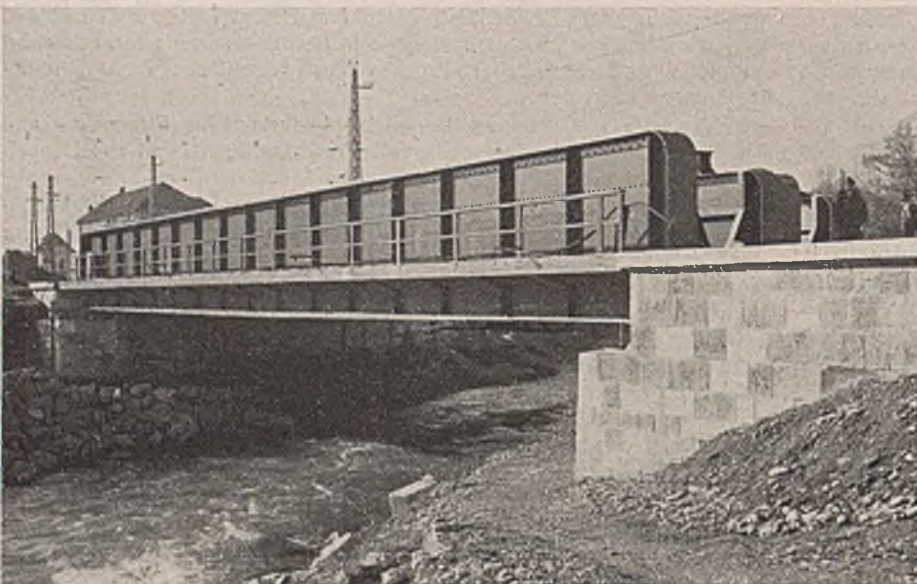


Abb. 6. Stählerne Brücke über einen Fluß.

Abb. 1 zeigt eine solche behelfsmäßige Flußbrücke, die aus kleineren Hilfsbrücken aus I-Trägern und aus zwei größeren vollwandigen stählernen Brücken von je 26,4 m Stützweite auf hölzernen Jochen errichtet wurde.

In Abb. 2 ist eine Flußbrücke dargestellt, deren 100 m weit gestützter Fachwerkträgerüberbau einem Auslandauftrag entstammt, der unter den gegenwärtigen Verhältnissen nicht abgeliefert werden konnte.

Von den gleich endgültig hergestellten Brückenbauwerken sollen die beachtenswertesten im folgenden kurz erörtert werden:

In Abb. 3 ist eine gewölbte Eisenbahnbrücke über einen größeren Bach mit zwei Öffnungen wiedergegeben. Die Spannweiten sind ungleich groß; die größere mißt 23,60 m. Die Gewölbe bestehen aus Klinkern, die Steinverkleidung der Gewölbestirnen, der Stirnmauern und der Flügelmauern aus Grauwacke. Die Flügelmauern treten vor die Flucht der Gewölbe und Stirnmauer hervor; die beiden Gewölbe sind durch eine im Grundriß dreieckige Vorlage voneinander getrennt.

In Abb. 4 u. 5 sind zwei Rollklappbrücken über einen Kanal im geschlossenen und geöffneten Zustande veranschaulicht. Die Stützweite der Klappen beträgt 19 m. Die Klappen wurden mit Rücksicht auf die Schifffahrt im hochgeklappten Zustande zusammengebaut; sie werden im allgemeinen mit Netzstrom bewegt. Als Ersatz steht ein Stromerzeuger mit Dieselantrieb zur Verfügung. Das Öffnen und Schließen der Klappen dauert je $3\frac{1}{2}$ Minuten.

Zwei eingleisige stählerne Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von je 36,40 m Stützweite wurden über einen größeren Gebirgsbach gebaut (Abb. 6). Die oberen Ecken an den Enden der Hauptträger sind abgerundet; die Obergurtplatten sind über die Rundung

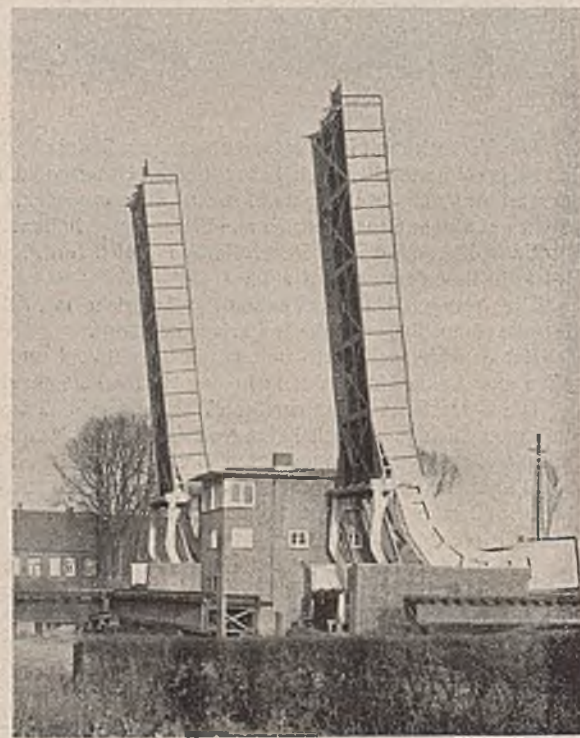


Abb. 5. Rollklappbrücken, geöffnet.

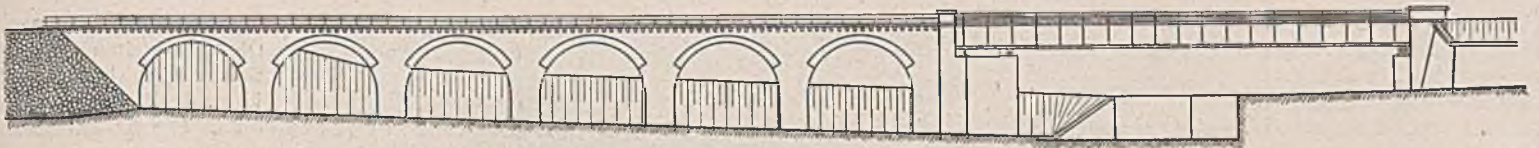


Abb. 11. Eisenbahnbrücke aus einer Gewölbereihe mit anschließendem Vollwandträger.

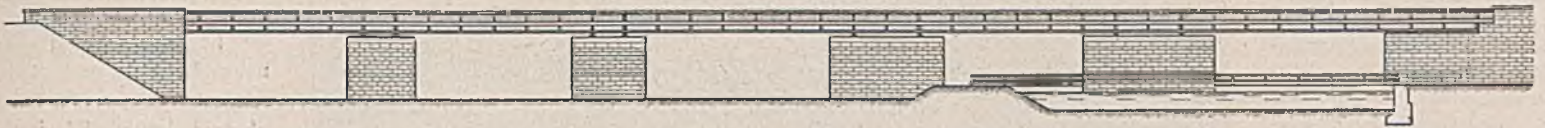


Abb. 12. Eisenbahnbrücke über einen Bahnhof und einen Kanal.

hinweg bis zum Untergurt geführt. Die Widerlager samt den Parallelflügeln sind aus Beton mit Natursteinverkleidung gebildet.

In Abb. 7 ist ein eingleisiger, überall gleich hoher Fachwerküberbau über zwei Gleise von 46,5 m Stützweite veranschaulicht. Das Tragwerk der Hauptträger ist ein zweifaches Fachwerk mit Streben und Pfosten und wurde gewählt, weil ein unmittelbar danebenliegender neuerer Überbau diese Trägerart aufweist und es unschön gewesen wäre, wenn die beiden Überbauten verschiedene Trägerarten erhalten hätten.

Abb. 8 zeigt ein sehr schiefes Kreuzungsbauwerk für eine zweigleisige tiefliegende und eine eingleisige hochliegende Eisenbahn. Die tragende Decke besteht aus Stahlbeton; die Widerlager und Flügel sind in Beton mit Natursteinverkleidung und die Pfeiler außerhalb des Damms in Stahlbeton mit Natursteinverkleidung gebaut. Die Abbildung läßt erkennen, daß auch sehr schiefe Kreuzungsbauwerke sehr gefällig ausgebildet werden können.

Ein besonders beachtenswerter Bau ist die Herstellung eines neuen eingleisigen stählernen Überbaues über einen großen Strom. Er tritt an die Stelle eines alten, zu schwachen Überbaues. Der Strom selbst ist mit einem über vier Öffnungen durchlaufenden Fachwerküberbau von überall gleicher Höhe mit einer Ausfachung aus Streben und Pfosten überbrückt. Die Stützweiten betragen 80,55—79,06—80,10—79,45 m. Das sich einseitig an den Strom anschließende Vorland ist von einem vollwandigen, überall gleich hohen

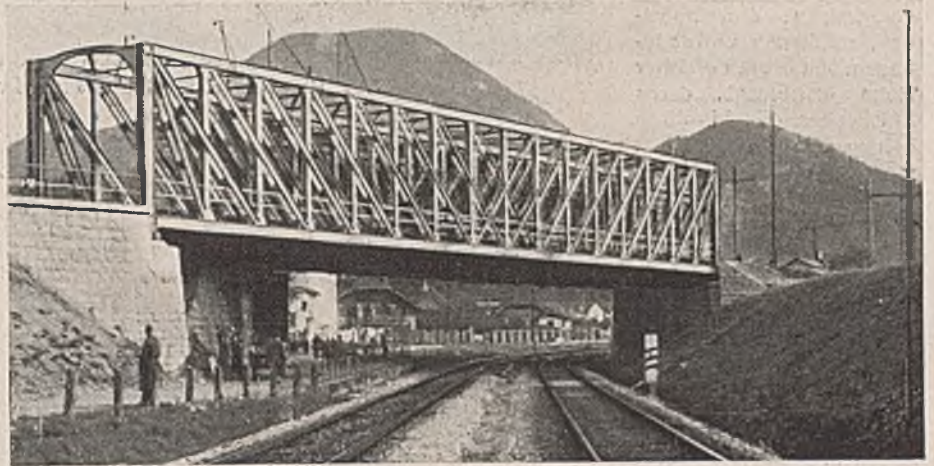


Abb. 7. Eingleisiger, parallelgurtiger Fachwerküberbau über zwei Gleise.



Abb. 8. Kreuzungsbauwerk.

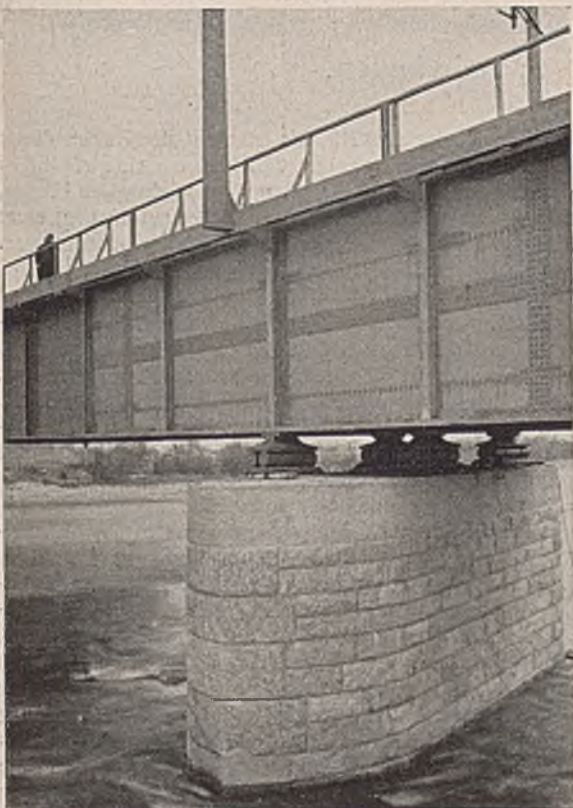


Abb. 9. Teil einer Flußbrücke (Geländer vorläufig aus Holz).

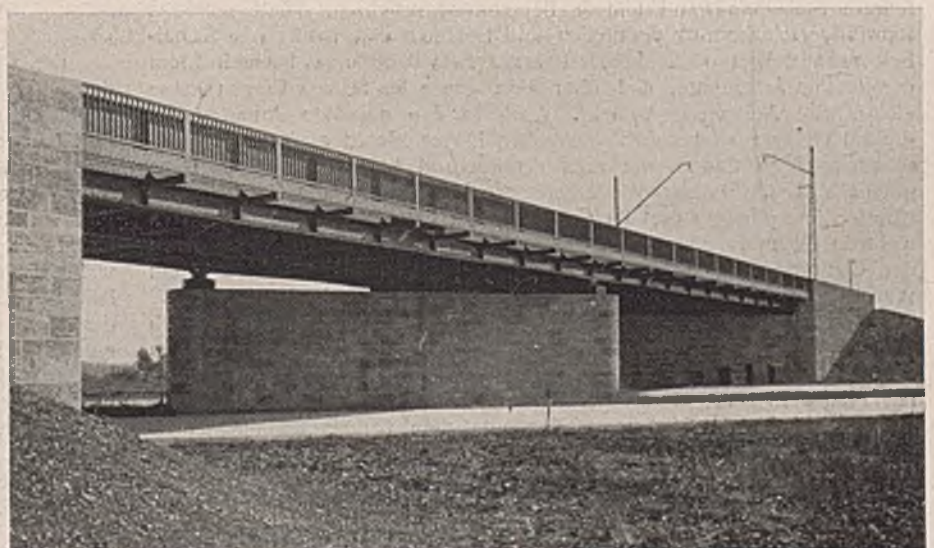


Abb. 10. Eisenbahnbrücke über die Reichsautobahn.

Überbau in fünf Öffnungen überspannt. Die Hauptträger gehen hier über drei und über zwei Öffnungen durch. Die Stützweiten betragen 3mal 31 m und 2mal 39,2 m. Dieser Bau stellt eine beachtliche Leistung der durch den Krieg äußerst angespannten deutschen Stahlbauindustrie dar.

Hervorzuheben ist weiter eine zweigleisige Eisenbahnbrücke über einen Fluß. Er ist in drei Öffnungen von eingeleisigen, durchlaufenden, stählernen Vollwandträgern von überall gleicher Höhe überbrückt, deren Stützweiten 45—54—45 m betragen. Abb. 9 stellt einen Teil dieser Brücke mit einem Strompfeiler dar. Das aus der Abbildung zu ersiehende Gelände ist behelfsmäßig aus Holz gebildet. Es wird demnächst durch ein schönes Stahlgelände ersetzt werden.

Abb. 10 veranschaulicht eine zweigleisige Eisenbahnbrücke über eine Strecke der Reichsautobahn. Für jedes der beiden Gleise ist ein Überbau mit vollwandigen, überall gleich hohen Stahlträgern vorgesehen, die über zwei Öffnungen durchlaufen und je 25,50 m weit gestützt sind. Die Oberkanten der Geländer, der Hauptträger und der Flügelmauern liegen in gleicher Höhe. Die hohen Flügelmauern rahmen die Brücke gut ein. Der Pfeiler, die Widerlager und die Flügelmauern sind aus Beton mit Muschelkalkverkleidung hergestellt.

Abb. 11 veranschaulicht einen neuen Brückenzug, der sich als gewölbte Betonbrücke zwischen einer Straße und einem breiteren Bach dahinzieht und dann den Bach mit einem 46 m weit gestützten vollwandigen Stahlüberbau von überall gleicher Höhe unter einem sehr



Abb. 13. Eingleisige Eisenbahnfachwerkbrücke.

folgende, überall gleich hohe Hauptträger, deren Stützweiten zwischen 20,71 und 29,25 m liegen. Die Parallelfügel der Widerlager sind bis zur Oberkante der Hauptträger geführt und rahmen so den Brückenzug gut ein. Alle Ansichtsflächen der Pfeiler und Widerlager sind mit Natursteinen verkleidet.

Abb. 13 zeigt eine neue eingleisige Eisenbahnfachwerkbrücke, die überall gleich hoch ist, und deren Ausfuchung aus fallenden und steigenden Streben und aus Pfosten besteht. Die Stützweite beträgt 67,2 m.



Abb. 14. Eisenbahnbrücke über eine städtische Straße.

In Abb. 14 ist eine Brückenart veranschaulicht, die in der letzten Zeit in mehreren Fällen ausgeführt ist. Es handelt sich um die Überführung von vier Eisenbahngleisen über städtische Straßen. Die Überbauten sind eingleisig, die Hauptträger sind vollwandig. Auf den Bürgersteigen stehen zur Unterstützung der Hauptträger stählerne Pendelportale. In den Seitenöffnungen sind neben den Pendelportalen Gelenke in den Hauptträgern angeordnet. Diese Bauwerke zeigen sehr einfache, straffe und ansprechende Formen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden.

Von Prof. Dr.-Ing. e. h. E. Jacoby, Gotenhafen.

Mit der Einführung der eisernen Spundwände ist das Bedürfnis nach einem einwandfreien Berechnungsverfahren immer fühlbarer geworden. Konnte man sich bei den früher üblichen Holzbauweisen bescheidener Abmessungen mit einer annäherungsweise Berechnung oder mit der Anwendung von Faustformeln begnügen, so erfordert die wesentlich teurere Stahlspundwand feinere Berechnungsverfahren, damit unnötige Baustoffverschwendung vermieden und trotzdem eine genügende Sicherheit gewährleistet wird. Leider überzeugt ein Blick in das Fachschrifttum der letzten Jahrzehnte, daß über eine ganze Reihe von Fragen keine einheitliche Auffassung besteht. Auch in den neuesten Arbeiten auf diesem Gebiete sind neben wertvollen Erkenntnissen auch manche Anschauungen zu finden, die man als überholt bezeichnen muß. Dazu gehört z. B. die immer wiederkehrende Behauptung, die Coulombsche Erddrucklehre liefere drei im Gleichgewicht befindliche Kräfte, die sich nicht in einem Punkte schneiden — der sogenannte innere Widerspruch der Coulombschen Erddrucklehre [5], [14]. Den Gegenbeweis findet man in [9], [3] und [10].

Ein für die Praxis brauchbares Berechnungsverfahren muß einfach sein. Schwer zu lösende Gleichungen und Formeln werden von dem in der Praxis stehenden Ingenieur ungern angewendet. Der Gang der Berechnung muß klar und übersichtlich sein, so daß der rechnende Ingenieur in der Lage ist, das Verfahren allen möglichen vorkommenden Sonderfällen anzupassen und die entsprechenden Gleichungen selbst zu entwickeln oder abzuändern.

Es versteht sich von selbst, daß vereinfachende Annahmen zuzulassen sind, sofern sich ihr Einfluß auf das Rechnungsergebnis abschätzen läßt. Es muß aber gefordert werden, daß auf den einmal angenommenen Grundlagen folgerichtig weitergebaut wird, und daß das Berechnungs-

verfahren keine logischen Fehler enthält. Es ist nicht der Zweck dieser Arbeit, ein grundsätzlich neues Berechnungsverfahren zu entwickeln, es soll vielmehr der Versuch gemacht werden, einige der wichtigsten Fragen, die bei der Berechnung von Spundwänden immer wieder auftauchen, einer Klärung näherzuführen und gewisse eingebürgerte Irrtümer auszumerzen.

1. Der Erddruck.

Die wichtigste Kraft, die auf eine Spundwand wirkt, ist der Erddruck. Allen bekannten Berechnungsverfahren liegt die sogenannte klassische Erddrucklehre zugrunde. Die Mängel dieser Lehre sind bekannt, es ist aber noch keine neue, für praktische Zwecke brauchbare Lehre gefunden worden. Den wesentlichsten Mangel der klassischen Erddrucklehre erblickt man gewöhnlich darin, daß sie nicht den in einem gegebenen Fall wirklich auftretenden Erddruck liefert, sondern nur den möglichen Größtwert des tätigen (aktiven) und den möglichen Kleinstwert des widerstehenden (passiven) Erddrucks. Etwas Ähnliches ist aber bei sämtlichen statischen Berechnungen auch auf anderen Gebieten des Bauwesens der Fall. Für die Berechnung einer Brücke z. B. werden die größtmöglichen Lasten in die ungünstigste Laststellung gebracht. In Wirklichkeit tritt dieser Fall vielleicht nie ein. Er ist aber denkbar, genau so, wie der Erddruck auf eine Wand vielleicht nie den Höchstwert wirklich erreicht, aber in dieser Größe denkbar ist. Die Größe und Verteilung des Erddrucks auf eine biegsame Wand ist abhängig von ihrer Bewegung oder Durchbiegung unter dem Einfluß des Erddrucks [13]. Trotzdem wäre es nicht richtig, diese Größe oder Verteilung des Erddrucks in die Rechnung einzuführen, denn die Verformung entspricht nicht diesem Erddruck, sondern dem größeren oder anders verteilten, der der Verformung vorhergegangen ist und sie bewirkt hat. Die biegsame Wand

entzieht sich gewissermaßen dank ihrer Nachgiebigkeit der auf sie wirkenden Kraft, wogegen ein Balken sich unter einer Last durchbiegt, ohne die Last seinerseits zu beeinflussen. Aus diesen Erwägungen soll für Spundwandberechnungen die klassische Erddrucklehre vorausgesetzt werden, wobei der Einfachheit wegen ebene Gleitflächen angenommen werden sollen. Der Tatsache, daß gekrümmte oder gebrochene Gleitflächen größere Kräfte ergeben können, soll durch entsprechende Sicherheitszahlen Rechnung getragen werden. Im übrigen steht der Anwendung gekrümmter Gleitflächen nichts im Wege, wenn man die größere Rechenarbeit nicht scheut.

2. Die Bindung (Kohäsion).

In einer Hinsicht soll die klassische Erddrucklehre nach neueren Erkenntnissen berichtigt werden, nämlich darin, daß der Winkel der inneren Reibung im Erdreich nicht dem natürlichen Böschungswinkel gleichzusetzen ist. Der Böschungswinkel hängt nicht ausschließlich von der Reibung ab, sondern auch von der Bindung und von dynamischen Einflüssen. Dagegen soll die Bindung, wo es sich als möglich erweist, in Betracht gezogen werden. Die innere Reibung des Sandbodens ist, wie festgestellt worden ist, nahezu unabhängig vom Wassergehalt. Der Winkel der inneren Reibung liegt zwischen 30 und 35° und entspricht dem Böschungswinkel trockenen Sandes. Dagegen ist der Böschungswinkel natürlich feuchten Sandes 40 bis 45°. Oft berechnet man nun den Erddruck feuchten Sandes mit einem Reibungswinkel von 40 bis 45°. Das ist grundsätzlich falsch: es muß mit einem Reibungswinkel von 30 bis 35° mit Berücksichtigung der entsprechenden Bindung gerechnet werden.

Wenn die Bindung c in t/m^2 aus der erdbaumechanischen Untersuchung des Bodens bekannt ist, gestaltet sich die Berechnung folgendermaßen: Es sei (Abb. 1):

- AB die senkrechte Wand,
- AC die Gleitfläche unter dem Winkel ϑ zur Waagerechten, ferner ρ der innere Reibungswinkel,
- G das Gewicht des zum Abrutschen längs AC neigenden Erdkörpers ABC,
- R der unter dem Reibungswinkel ρ angreifende Gegendruck des unterhalb AC liegenden Erdkörpers,
- E der Gegendruck der Wand, entgegengesetzt gleich dem tätigen Erddruck auf die Wand, und
- $K = c \cdot$ Fläche AC die Bindungskraft,

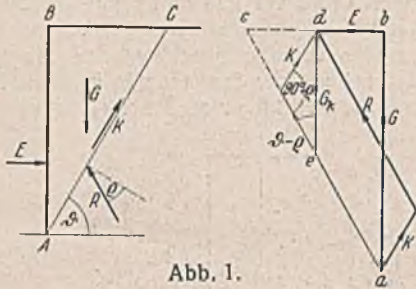


Abb. 1.

dann ist das Kräfteck $G-K-R-E$ geschlossen. Ohne Berücksichtigung von K erhielte man das Kräfteck $a c b$, in dem der Erddruck E durch die Strecke $c b$ dargestellt wird.

Die Verringerung des Erddrucks ΔE durch die Bindung wird im Kräfteck durch die Strecke $c d$ dargestellt. Zieht man $d e \parallel a b$, so kann man die Strecke $d e$ als Gewicht G_k eines Erdkörpers auffassen, der durch Reibung und Bindung allein, ohne Gegendruck seitens der Wand am Abrutschen längs AC verhindert würde. Die Kraft K ist der Länge AC und damit auch der Wandhöhe verhältnismäßig. Die Verminderung des Erddrucks durch die Bindung ist also ebenfalls der Wandhöhe verhältnismäßig. Die Flächenpressung $p = E/h$ ist verhältnismäßig der Wandhöhe h , die Verminderung der Flächenpressung daher von h unabhängig. Aus dem Kräfteck (Abb. 1) erhält man:

$$\Delta E = K \cdot \frac{\sin(90^\circ - \rho)}{\sin[90^\circ - (\vartheta - \rho)]} = c \cdot \frac{h}{\cos(90^\circ - \vartheta)} \cdot \frac{\cos \rho}{\cos(\vartheta - \rho)}$$

$$= G_k \cdot \frac{\sin(\vartheta - \rho)}{\cos(\vartheta - \rho)} = \frac{\gamma h_k^2}{2} \cdot \text{tg}(\vartheta - \rho).$$

$$\Delta p = \frac{\Delta E}{h} = \frac{c}{\sin \vartheta} \cdot \frac{\cos \rho}{\cos(\vartheta - \rho)}$$

Ist von h unabhängig.

Die Berechnung mit Berücksichtigung der Bindung kann also in der Weise durchgeführt werden, als wäre die Erdoberfläche um h_k niedriger als die tatsächliche oder die nach Verwandlung der Auflast in gleichgroße Erdauflast gedachte Erdoberfläche, wobei h_k die Höhe ist, bis zu der sich der Boden dank der Bindung als senkrechter Hang halten kann. Abb. 2 veranschaulicht, wie sich der Erddruck auf eine senkrechte Wand verteilt, a) wenn die Bindung nicht berücksichtigt wird, b) wenn sie berücksichtigt wird und c) wenn sie durch Annahme eines größeren, dem Böschungswinkel entsprechenden Reibungswinkels ersetzt wird.

In entsprechender Weise kann die Bindung bei Berechnung des Erdwiderstandes durch Heraufsetzen der Erdoberfläche um h_k in Rechnung

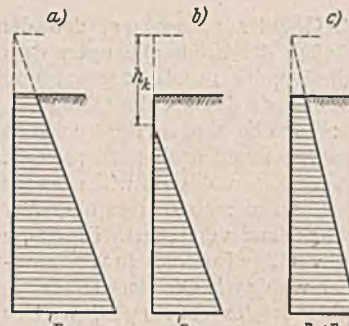


Abb. 2a bis c.

gestellt werden. h_k kann durch Beobachtung in der Natur oder durch Berechnung aus der durch Versuche bestimmten Bindung ermittelt werden. Hierbei soll ein Sicherheitswert eingeführt werden, indem h_k nicht mit seinem vollen, sondern nur mit einem Bruchteil seines ermittelten Wertes angesetzt wird.

Die nachstehende Zusammenstellung gibt die Beziehungen zwischen der Höhe h_k , dem Reibungswinkel ρ und der Bindung c an (aus [8] entnommen).

h_k m	Werte von c in t/m^2 bei $\rho =$						
	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
0,5	0,087	0,079	0,072	0,065	0,058	0,052	0,045
1,0	0,175	0,159	0,144	0,130	0,116	0,103	0,091
1,5	0,262	0,239	0,216	0,195	0,175	0,155	0,136
2,0	0,350	0,318	0,288	0,260	0,233	0,207	0,182
2,5	0,438	0,398	0,361	0,325	0,292	0,259	0,227
3,0	0,525	0,478	0,433	0,390	0,350	0,310	0,273
3,5	0,612	0,557	0,505	0,455	0,408	0,362	0,318
4,0	0,700	0,637	0,577	0,520	0,466	0,414	0,364
4,5	0,787	0,716	0,650	0,585	0,525	0,465	0,409
5,0	0,875	0,796	0,721	0,650	0,583	0,518	0,455

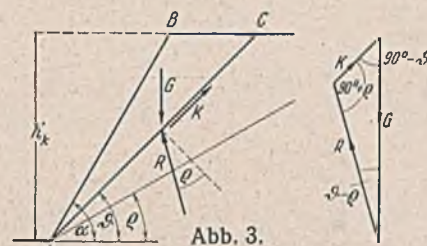


Abb. 3.

Die Größe der Bindung eines Bodens läßt sich auch feststellen, wenn man die Höhe kennt, bis zu der sich der Boden in einer Böschung hält, die steiler ist, als dem Reibungswinkel entspricht. Es sei h_k' diese beobachtete Höhe, α der Böschungswinkel, ρ der Reibungswinkel und ϑ der Winkel, den eine gedachte Gleitfläche

AC (Abb. 3) mit der Waagerechten bildet. Dann sind die Kräfte G , R und K im Gleichgewicht. Aus dem Kräfteck erhält man

$$K = G \cdot \frac{\sin(\vartheta - \rho)}{\sin(90^\circ + \rho)}$$

$$G = \frac{\gamma h_k'}{2} \cdot \frac{AC \cdot \sin(\alpha - \vartheta)}{\sin(180^\circ - \alpha)}$$

$$c = \frac{K}{\text{Fläche AC}} = \frac{\gamma h_k'}{2} \cdot \frac{\sin(\vartheta - \rho) \sin(\alpha - \vartheta)}{\sin \alpha \cdot \cos \rho}$$

c hat einen Größtwert, wenn $\vartheta - \rho = \alpha - \vartheta$, d. h. wenn die Gleitfläche AC den Winkel $\alpha - \rho$ halbiert. Dann ist

$$c = \frac{\gamma h_k' \cdot \sin^2\left(\frac{\alpha - \rho}{2}\right)}{2 \sin \alpha \cdot \cos \rho}$$

Für den Fall, daß $\alpha = 90^\circ$, ergibt sich

$$c = \frac{\gamma h_k'}{2} \cdot \frac{\sin^2(45^\circ - \rho/2)}{2 \sin(45^\circ - \rho/2) \cos(45^\circ - \rho/2)} = \frac{\gamma h_k'}{4} \cdot \text{tg}(45^\circ - \rho/2),$$

woraus die Werte der vorstehenden Zusammenstellung berechnet sind.

3. Die Reibung zwischen Wand und Erde.

Die Reibung zwischen der Wand und dem Erdboden wirkt immer günstig auf die Standfestigkeit ein, indem der tätige Erddruck durch sie vermindert und der Erdwiderstand vergrößert wird. Das gilt, entgegen der Behauptung Blums [1], auch für den Erdwiderstand auf den unteren rückwärtigen Teil einer im Boden eingespannten Wand. Blums Beweis (s. S. 10 u. Abb. 7 der angeführten Arbeit [1]) ist nicht stichhaltig: die Summe der lotrechten Kräfte braucht durchaus nicht Null zu sein, die Wand kann und wird sich unter dem Einfluß der Reibung und einer schrägen Gleitfläche nach oben hin bewegen (vgl. auch Buchholz' Ankerplattenversuche, Abb. 15 und den dazugehörigen Text [2]). Es empfiehlt sich, bei der Berechnung von Spundwänden die Reibung zu vernachlässigen, wodurch man 1. eine zusätzliche Sicherheit erhält, die die unzutreffende Annahme einer ebenen Gleitfläche annähernd berichtigt, und 2. die Berechnung nicht unwesentlich vereinfacht, indem die Ordinaten der Erddruckfigur nach der einfachen Gleichung $p = h \lambda$ berechnet werden können, wo für den meist vorkommenden Fall lotrechter Wand und waagerechter Erdoberfläche $\lambda = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \rho/2)$ für den tätigen Erddruck (λ_a) und $\gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \rho/2) = \lambda_p$ für den Erdwiderstand bedeutet.

Hat man in einem bestimmten Fall Grund zur Annahme, daß die Reibung mit Sicherheit auftritt, dann können die Erd drücke unter dem Reibungswinkel δ zur Senkrechten auf die Wand angesetzt werden, und zwar immer in der Richtung, die der Bewegung des auf der Gleitfläche gleitenden Erdkörpers gleichlaufend ist: für den tätigen Erd druck von oben nach unten, für den widerstehenden von unten nach oben wirkend. In dieser Hinsicht wird namentlich beim Ansetzen des Erdwiderstandes häufig gefehlt. Ein Irrtum ist unmöglich, wenn man sich darüber klar ist, daß die Wandreibung stets den Erdwiderstand vergrößert. Durch die Anrechnung der Reibung verringert sich der tätige Erd druck in verhältnismäßig unbedeutendem Maße, während der widerstehende stark anwächst. Vorsicht ist besonders im Fall des Erdwiderstandes angebracht, weil es bei Annahme gekrümmter Gleitflächen denkbar ist, daß die erste Verschiebung des Erdkörpers in einer Richtung senkrecht zur Wand vor sich geht, was eine günstige Wirkung der Reibung zwischen Wand und Erde ausschließt.

4. Durch waagerechte Einzelkraft belastete unverankerte Wand (Abb. 4).

Der Fall ist in meinem im Jahre 1916 in russischer Sprache erschienenen Buch [8] behandelt worden. Die Begrenzung der in Abb. 4 dargestellten Druckfigur des Erdwiderstandes vor und hinter der Wand verläuft von der Erdoberfläche links von der Wand nach der Linie des größtmöglichen Erdwiderstandes bis zur Tiefe x_1 unter der Erdoberfläche, biegt von da ab zurück, schneidet die Wand in der Tiefe x und verläuft rechts hinter der Wand bis zur Rammtiefe t . Am unteren Fußpunkt der Wand entsteht die Bodenpressung σ . Die Begrenzung ist aus Geraden zusammengesetzt. Es wird später gezeigt werden, daß sich hierdurch eine gewisse Sicherheit ergibt.

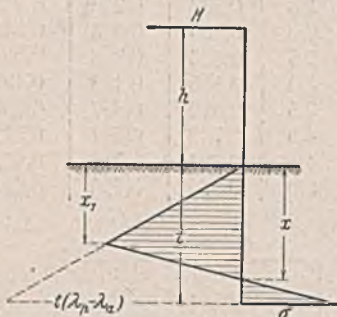


Abb. 4.

nicht aber gegen Verschiebung nach vorn. Der für die Berechnung der Wand auf Biegung maßgebende gefährliche Querschnitt liegt im Abstand x_0 von der Erdoberfläche (Abb. 5). x_0 ist von h unabhängig. Solange $x_0 \leq x_1$, hat die Rammtiefe t keinen Einfluß auf das Biegemoment in der Wand. Vergrößert man die Rammtiefe t , so wird x_1 kleiner. Sobald $x_1 < x_0$, rückt der gefährliche Querschnitt weiter nach unten und $x_0' > x_0$. Damit vergrößert sich dann das Biegemoment vom ursprünglichen Wert $H a$ auf einen neuen Wert $H a'$. Es hat demnach keinen Zweck, die Wand tiefer zu rammen, als die Sicherheit gegen Herausdrehen verlangt, weil sich dadurch die Sicherheit gegen Bruch der Wand verringern kann. Bei der Ermittlung der Rammtiefe wird man einen Sicherheitsgrad am besten in der Weise einführen, daß man statt der Kraft H eine Kraft $n H$ ansetzt, wo n die gewünschte Sicherheitszahl bedeutet. Bei der Berechnung der Wand auf Biegung kann man wieder die Kraft H annehmen und die Sicherheit in die zulässige Spannung des Baustoffs der Wand legen.

Wenn bei unverändertem H und t die Höhe h kleiner wird, so wird x_1 ebenfalls kleiner, und die Spitze A der Druckfigur (Abb. 5) rückt nach oben. x_1 kann zu Null werden, wenn $4 t + 6 h = 0$, d. h. wenn $h = -2/3 t$. Dann wird $\sigma = \frac{2 H}{b t}$, und die Wand verwandelt sich in eine bis zur Erdoberfläche reichende Ankerwand (Abb. 6). Bei $h = \frac{t^2 - 6 k t}{6 k}$ wird $x_1 = t$, $x = x_1$ und $\sigma = \infty$, was einer Druckverteilung nach Abb. 7 entsprechen würde.

Zwischen diesen beiden Grenzfällen $x_1 = t$ und $x_1 = 0$ können alle Zwischenwerte denkbar sein, für die sich dann Druckfiguren nach Abb. 8 ergeben.

Die angenommene geradlinige Begrenzung der Druckfigur des Erdwiderstandes vor und hinter der Wand wäre streng richtig, wenn 1. die Wand vollkommen starr und 2. Verschiebung und Spannung im Erdboden einander verhältnismäßig wären. Da nun die Verschiebung (seitliche Setzung) mit der Spannung in höherem Maße wächst als die letztere, so muß die Druckfigur auch bei vollkommen starrer Wand unterhalb eines

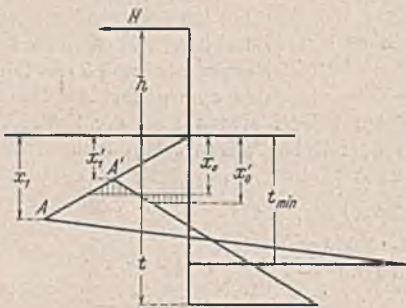


Abb. 5.

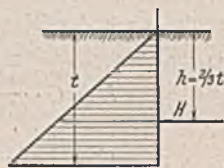


Abb. 6.



Abb. 7.

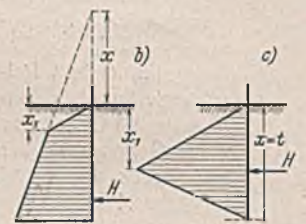


Abb. 8a bis c.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man¹⁾

$$(1) \quad x_1 = \frac{k(4t + 6h)}{t^2 - 2k}$$

$$(2) \quad x = \frac{k(4t + 6h)}{2x_1 t - x_1^2 - 2k}$$

$$(3) \quad \sigma = (\lambda_p - \lambda_a) \left| \frac{x_1 x - 2k}{t - x} \right|;$$

hierin bedeutet

$$k = \frac{H}{(\lambda_p - \lambda_a) b} \quad \lambda_p = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varrho/2) \quad \lambda_a = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varrho/2);$$

b ist die Breite des betrachteten Wandausschnitts, H die auf die Wand wirkende waagerechte Kraft. Die Wand ist standsicher, wenn $\sigma \leq t(\lambda_p - \lambda_a)$. Wenn $\sigma = t(\lambda_p - \lambda_a)$, erhält man die Mindestrammtiefe t_{\min} . Der Fall stimmt dann mit der von Blum [1] angegebenen Berechnung überein.

Aus den Gl. (1) u. (2) kann man die Lage des Drehpunkts berechnen:

$$(4) \quad x = \frac{2t^3 + 3ht^2 - 8kt^2 - 12kht + 8k^2t + 12k^2h}{3t^4 + 6ht^3 - 12kt^2 - 36kht - 18kh^2 - 4k^2}$$

5. Betrachtungen zum vorstehenden Fall.

Wie ersichtlich, wird der größtmögliche Erdwiderstand vor der Wand voll ausgenutzt, also ohne jeden Sicherheitsgrad. Tieferramen der Wand bewirkt nur eine Verringerung der Bodenpressung am Fußpunkt hinter der Wand, sichert demnach wohl gegen Herausdrehen der Wand,

¹⁾ Die einfache algebraische Ableitung soll hier nicht wiederholt werden, sie ist in [8] enthalten.

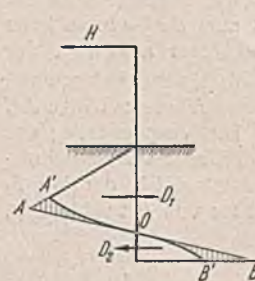


Abb. 9.

Punktes A' nach einer Linie $A'O'B'$ verlaufen (Abb. 9). Dadurch verringert sich sowohl der Erdwiderstand vor der Wand D_1 wie auch hinter der Wand D_2 um ein und dieselbe Größe, weil ja $H + D_2 - D_1 = 0$. Die in Abb. 9 schraffierten Flächen der Druckfigur müssen gleich groß sein und die Summe ihrer Momente in bezug auf den Punkt O gleich groß. Dieses ist mit einer kleinen Verlagerung des Punktes O zu erreichen, ohne daß die Rammtiefe t vergrößert zu werden braucht. Da die Spannung σ jetzt kleiner wird als früher, so bietet die Berechnung unter

der Annahme einer geradlinigen Begrenzung der Druckfigur eine kleine zusätzliche Sicherheit.

6. Durch Erd druck belastete unverankerte Wand.

Abb. 10a zeigt die Druckfigur des tätigen Erdüberdrucks auf die Rückseite der Wand; in Abb. 10b sind die vor und hinter der Wand auftretenden Widerstände wie für den vorstehend betrachteten Fall der Belastung durch eine waagerechte Einzelkraft dargestellt. In Abb. 10c sind schließlich beide Druckfiguren zu einer vereinigt. Für die Berechnung ergibt sich: die Größen x_1 , x und σ sind aus den früher abgeleiteten Gl. (1), (2) u. (3) zu berechnen, wobei H und h sich aus der Druckfigur für den tätigen Erdüberdruck (Abb. 10a) ergeben. Zu beachten ist, daß $h < 0$ sein kann. Die Standsicherheitsbedingung ist nach Abb. 10c: $\sigma + p_0 \leq t_h \lambda_p - t \lambda_a$ oder $\sigma \leq t_h (\lambda_p - \lambda_a)$.

Sowohl in diesem als auch im vorher unter 5 behandelten Fall muß die Mindestrammtiefe durch Probieren gefunden werden, weil sich eine

bequeme Bemessungsformel nicht aufstellen läßt. Auch die von Blum [1] aufgestellte Gl. (4) zur Ermittlung der erforderlichen Rammtiefe ist nur durch Probieren lösbar.

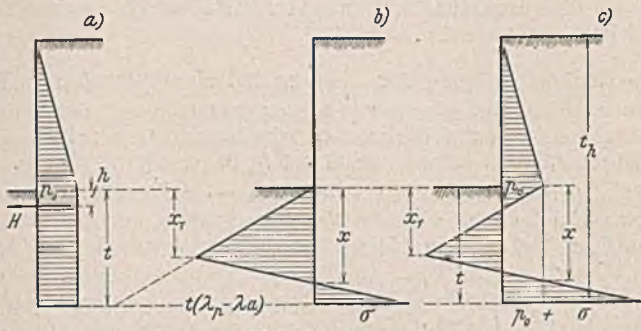


Abb. 10a bis c.

7. Berücksichtigung der Bindung bei unverankerter Wand.

Die Bindung wird in der Weise berücksichtigt, daß die Erdoberfläche für den Erdwiderstand um das Maß h_k herauf-, für den tätigen Erddruck um das Maß h_k herabgesetzt wird (s. 2). Der Erdwiderstand vor der Wand beginnt dann an der Erdoberfläche nicht mit Null, sondern die Druckfigur hat hier schon die Ordinate $p_k = h_k \lambda_p$ (Abb. 11 u. 12). Setzt man diese Ordinate $p_k = s(\lambda_p - \lambda_a)$, so erhält man eine Höhe s über der wirklichen Erdoberfläche vor der Wand $s = \frac{h_k \lambda_p}{\lambda_p - \lambda_a}$, die als Ausgangshöhe für die Strecken x_1 , x , h und t dienen soll. Abb. 11 zeigt die Druckfigur des Erdwiderstandes einer durch die waagerechte Einzelkraft H belasteten Wand. Die Begrenzung der Druckfigur vor der Wand verläuft, mit der Ordinate p_k in der Höhe der tatsächlichen Erdoberfläche beginnend, zunächst nach der Linie des größtmöglichen Erdwiderstandes bis zur Tiefe h_k unter der Erdoberfläche. Von da ab steller, und zwar gleichlaufend mit der $(\lambda_p - \lambda_a)$ -Linie bis zur Tiefe x_1 unter der Ausgangshöhe. Der weitere Verlauf ist genau so wie in dem Falle, daß keine Bindung vorhanden ist.

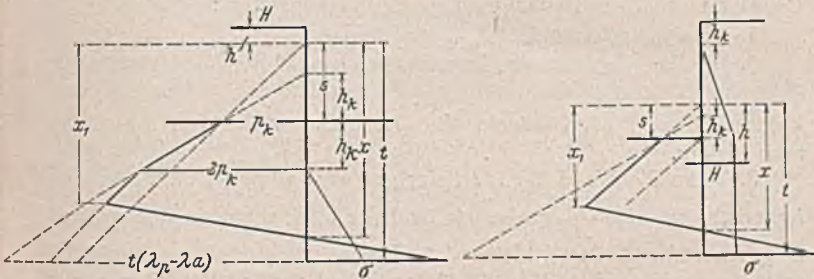


Abb. 11.

Abb. 12.

Bei durch Erddruck belasteter Wand wird sich als Regel die in Abb. 12 gezeichnete Druckverteilung ergeben (eine Ausnahme wäre nur bei niedriger Wand und großer Höhe h_k denkbar). Hier verläuft die Begrenzung der Druckfigur vor der Wand von der Erdoberfläche bis zur Tiefe x_1 geradlinig ohne Knick gleichlaufend mit der $(\lambda_p - \lambda_a)$ -Linie. Von da ab unterscheidet sich die Druckfigur nicht von der in den vorhergehenden Fällen angenommenen. Für die Berechnung der Werte x_1 , x und σ ergeben sich aus den Gleichgewichtsbedingungen nach einigen elementar-algebraischen Umformungen die Gleichungen:

$$(5) \quad x_1 = \frac{k(4t + 6h) + 2s^2(t - s)}{t^2 - 2k - s^2}$$

$$(6) \quad x = \frac{k(4t + 6h) + 2s^2(t - s)}{2tx_1 - x_1^2 - 2k - s^2}$$

$$(7) \quad \sigma = (\lambda_p - \lambda_a) \frac{x_1 x - 2k}{t - x}$$

Gl. (7) unterscheidet sich in nichts von Gl. (3). Bei Fehlen der Bindung ist $s = 0$, und die Gleichungen gehen in Gl. (1) u. (2) über.

Ähnliche Gleichungen ließen sich auch für die durch eine waagerechte Kraft belastete Wand aufstellen. Da dieser Fall bei Spundwänden kaum jemals vorkommen dürfte, soll darauf verzichtet werden. Berechnet man eine derart belastete Wand nach Gl. (5), (6) u. (7), so erhält man eine zusätzliche Sicherheit.

8. Durch waagerechte Einzelkraft belastete verankerte Wand.

Wenn die Wand gerade nur bis zur mindestens erforderlichen Tiefe eingelrammt ist (Abb. 13), besteht die Bedingung $H a_H = E_p a_{E_p}$, wo $E_p = \frac{t^2}{2} (\lambda_p - \lambda_a)$ den größtmöglichen Erdwiderstand bedeutet. Die Gegenkraft des Ankers ist dann $A = H - E_p$.

Der Sicherheitsgrad gegen Herausdrehen der Wand um den oberen Stützpunkt ist 1.

Vergrößert man die Rammtiefe, so muß bei nicht vollkommen starrer Wand eine Einspannung stattfinden. Das ist nur so möglich, daß zwei entgegengesetzt gerichtete Kräfte E_l und E_r hinzukommen, die nicht auf einer Linie wirken, aber der Bedingung $E_l a_l = E_r a_r$ genügen (Abb. 14).

Es soll nun angenommen werden, 1. daß die der Mindestrammtiefe t_{min} entsprechende Ordinate der Druckfigur vor der Wand sich nicht ändert, wenn die Wand tiefer gerammt wird, 2. daß unterhalb t_{min} die Spannungen geradlinig abnehmen, im Abstand $x + t_{min}$ von der Erdoberfläche zu Null werden, um noch weiter unten an der Rückseite der Wand wieder bis σ anzuwachsen. Die Zulässigkeit dieser Annahme wird später begründet werden. Es entsteht dann die in Abb. 15 dargestellte Druckfigur. Wenn die Rammtiefe um Δt größer ist als die erforderliche Mindestrammtiefe, so läßt sich der Abstand x aus den Bedingungen ableiten:

$$E_l a_l - E_r a_r = 0 \quad \text{und} \quad \Delta t - x = \frac{t_{min} (\lambda_p - \lambda_a)}{x}$$

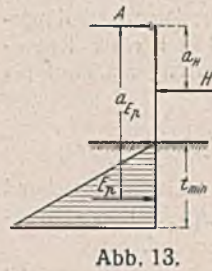


Abb. 13.

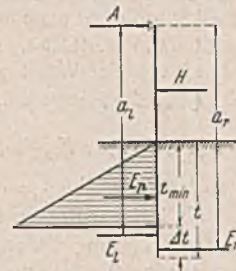


Abb. 14.

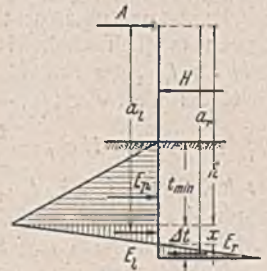


Abb. 15.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 15 ergibt sich nach einigen Umformungen

$$(8) \quad x = \Delta t \cdot \frac{3h' + 2\Delta t}{6h' + 3\Delta t}$$

Wenn Δt im Verhältnis zu h' sehr klein ist, so nähert sich der Wert x dem Wert $\frac{1}{2} \Delta t$; ist Δt sehr groß, dem Wert $\frac{2}{3} \Delta t$. x bleibt immer zwischen den Grenzen $\frac{1}{2} \Delta t$ und $\frac{2}{3} \Delta t$. Je größer Δt wird, um so größer wird auch x und um so kleiner σ . σ kann nie größer werden als $t_{min} (\lambda_p - \lambda_a)$, kann also auch nie gefährlich werden. E_l ist immer größer als E_r . Die im Angriffspunkt des Ankers auftretende Gegenkraft $A = H - E_p + E_r - E_l$ wird daher auch kleiner sein als bei einer nur bis zur Mindestrammtiefe eingelrammten Wand. Mit wachsendem Δt wird x im Verhältnis zu $\Delta t - x$ immer größer, damit auch der Unterschied $E_l - E_r$ größer und die Ankerkraft A kleiner. Mit der Verringerung von A verringert sich auch das Biegemoment in der Wand. Es ergibt sich daraus: dem Nachteil, daß für eine größere Rammtiefe längere Bohlen erforderlich sind, stehen als Vorteile gegenüber 1. ein kleineres erforderliches Widerstandsmoment der Wand, 2. ein kleinerer Ankerzug und 3., wie später noch bewiesen werden wird, kürzere Anker und größere Sicherheit gegen Grundbruchgefahr.

9. Durch Erddruck belastete verankerte Wand.

An die Stelle der waagerechten Einzellast H tritt der in Abb. 16 dargestellte Überdruck des tätigen Erddrucks hinter der Wand E_a . Die Mindestrammtiefe t_{min} wird aus der Bedingung $E_a a_{E_a} - E_p a_{E_p} = 0$ ermittelt, die Ankerkraft aus $A = E_a - E_p$.

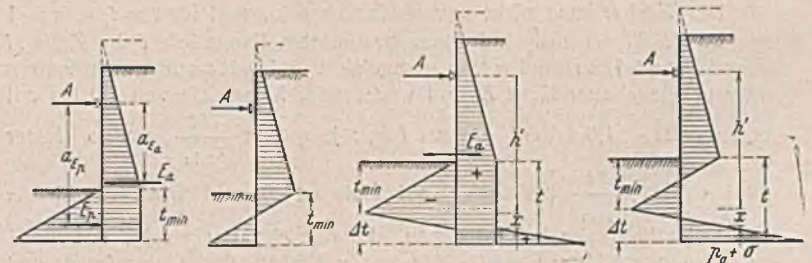


Abb. 16.

Abb. 17.

Abb. 18.

Abb. 19.

Die Rammtiefe t_{min} findet man durch Probieren und Rechnen oder durch Probieren und Zeichnen. Zeichnet man die positiven und negativen Druckflächen übereinander, so erhält man das Bild Abb. 17.

Ist t_{min} gefunden, dann ist h' bekannt. Vergrößert man die Rammtiefe jetzt um Δt , so kann man die Lage des Nullpunktes aus Gl. (8) berechnen und die Druckfigur Abb. 18, 19 zeichnen, woraus sich die Ankerkraft A und das Biegemoment M_b der Wand durch Rechnung oder

Zeichnung ermitteln läßt. Die Bedingung $p_0 + \sigma < (\lambda_p - \lambda_a)(h' + \Delta t)$ ist immer erfüllt, weil σ immer kleiner ist als $t_{\min}(\lambda_p - \lambda_a)$ und $p_0 = (h' - t_{\min})\lambda_a$.

Welche Rammtiefe in einem gegebenen Falle die wirtschaftlichste ist, kann durch vergleichende Berechnungen festgestellt werden.

10. Begründung der Druckverteilungsannahme.

Aus den im Abschnitt 5 angeführten Gründen ist als feststehend zu betrachten, daß die angenommene Druckverteilung nicht streng richtig ist. Die Frage ist nur, ob sie möglich oder wahrscheinlich ist und ob andere Annahmen den Vorzug haben, der Wahrheit näherzukommen.

Wenn die Annahme möglich sein soll, so darf sie der Erfahrung nicht widersprechen. Für die Berechnung von t_{\min} haben Versuche [7] bewiesen, daß unter den gemachten Voraussetzungen Rechnung und Versuchsergebnis gut übereinstimmen. Ferner ist aus der Praxis bekannt, daß mit Vergrößerung der Rammtiefe die Ankerkraft kleiner wird, entsprechend der vollkommeneren Einspannung des Spundwandfußes im Boden. Das Ergebnis der Berechnung mit Hilfe der angenommenen Druckverteilung stimmt mit dieser Erfahrung überein, infolgedessen kann die Druckverteilung als möglich anerkannt werden.

Es soll nun untersucht werden, ob nicht auch andere Druckverteilungsfiguren möglich sind. Nimmt man z. B. an, daß bei einer Rammtiefe $t > t_{\min}$ der Erdwiderstand vor der Wand geradlinig zunimmt bis zu einem Wert $\sigma < t(\lambda_p - \lambda_a)$ (Abb. 20), dann würde

$$H a_H = \frac{t}{2} \cdot \sigma (h + \frac{2}{3} t) = E_w (h + \frac{2}{3} t).$$

Da $h + \frac{2}{3} t > h + \frac{2}{3} t_{\min}$, so ist $E_w < E_{w \min} = E_p$. Dementsprechend würde A sich größer ergeben als bei der Rammtiefe t_{\min} . Diese Druckverteilung fällt also weg als der Erfahrung widersprechend.

Nimmt man eine trapezförmige Verteilung nach Abb. 21 an, so rückt der Schwerpunkt der Druckfigur tiefer. Es ergäbe sich wieder eine Verringerung von E_w und Vergrößerung der Ankerkraft A . Also ist auch diese Annahme unmöglich.

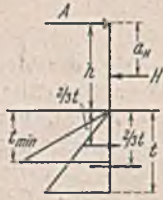


Abb. 20.

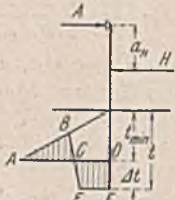


Abb. 21.

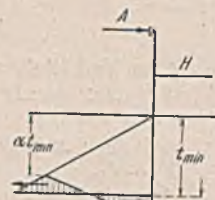


Abb. 22.

Es müssen auf jeden Fall zwei Kräfte E_l und E_r dazukommen, um eine Einspannung möglich zu machen (Abb. 14). Das ist nun auch so denkbar, daß die Bodenpressung vor der Wand den Wert $t_{\min}(\lambda_p - \lambda_a)$ nicht erreicht, sondern daß der Höchstwert sich in der Tiefe αt_{\min} einstellt, wo $\alpha < 1$ ist. Die Druckfigur würde dann wie in Abb. 22 gezeigt aussehen. Die schraffierten Flächen der Druckfigur stellen dann drei Kräfte dar, die in bezug auf den Ankerpunkt eine Momentensumme gleich Null ergeben müssen. Daraus läßt sich für die Bestimmung des Nullpunktes die Gleichung ableiten

$$(9) \quad x = \frac{t_{\min}^2 (1 - \alpha)^2 [3 h' - t_{\min} (1 - \alpha)] + \Delta t^2 \alpha (3 h' + 2 \Delta t)}{t^2 (1 - \alpha)^3 + 3 \Delta t \alpha (2 h' + \Delta t)}$$

Für den Sonderfall $\alpha = 1$ ergibt sich die schon bekannte Gl. (8)

$$x = \Delta t \cdot \frac{3 h' + 2 \Delta t}{6 h' + 3 \Delta t}$$

Der Wert α kann nicht unveränderlich sein, weil für $t = t_{\min}$ $\alpha = 1$ sein muß. Wenn also bei einer bestimmten Rammtiefe t die Kraft H vergrößert wird, so muß α von einem Wert $< 1,0$ bis auf $1,0$ anwachsen oder bei gegebener Kraft H und wachsender Rammtiefe von $1,0$ bis auf einen Wert $< 1,0$ fallen. Daraus folgt: je größer $\frac{\Delta t}{t_{\min}}$, um so kleiner

wird α . Da $\frac{\Delta t}{t_{\min}}$ praktisch wohl stets $< 1,0$ sein wird, so wird α meist ziemlich nahe bei $1,0$ liegen. Es dürfte zulässig sein, mit $\alpha = 1$ zu rechnen, weil die Bauteile, die von α abhängen, d. i. der Anker und die Wanddicke, ohnehin mit einem Sicherheitsgrad bemessen werden. Will man sichergehen, so kann man eine Sicherheitszahl $\alpha = 0,9$ bis $0,8$ annehmen, wodurch das Endergebnis aber nicht sehr wesentlich geändert wird.

Nun gibt es noch Verfahren, bei denen die Verteilung der Erd-drucke aus der annähernd ermittelten Biegelinie der Wand vorgenommen wird. Hierbei wird volle Einspannung des Spundwandfußes vorausgesetzt. Bedenkt man aber, daß beim Erdboden die Spannungen den Durch-

biegungen der Wand nicht verhältnismäßig sind, so erscheint dieses Verfahren auch nicht mehr der Wirklichkeit entsprechend als das hier entwickelte. Infolgedessen kann die angenommene Verteilung des Erd-drucks als eine angemessene Grundlage für die Berechnung von Spundwänden bezeichnet werden.

11. Die Berücksichtigung der Bindung bei einer verankerten Wand.

Die Bindung wird ebenso wie in den früher betrachteten Fällen dadurch berücksichtigt, daß die Erdoberfläche für den tätigen Erddruck um h_k niedriger, für den Erdwiderstand um h_k höher angesetzt wird.

Für den Fall einer durch eine waagerechte Einzelkraft belasteten lotrechten Wand ergibt sich die Mindestrammtiefe aus der Bedingung $H a_H = E_p a_{E_p}$. Durch Probieren findet man t_{\min} aus der in Abb. 23



Abb. 23.

dargestellten Druckfigur des Erdwiderstandes vor der Wand (vgl. Abschnitt 7). Bei einer Vergrößerung der Rammtiefe um Δt berechnet sich der Nullpunkt aus derselben Gl. (8) wie für den Fall ohne Bindung

$$(8) \quad x = \Delta t \cdot \frac{3 h' + 2 \Delta t}{6 h' + 3 \Delta t}$$

(Bezeichnungen der Abb. 23).

Wenn die Wand durch Erd-druck belastet ist, so kann die Druckfigur für den Gesamtdruck wie Abb. 24 a oder 24 b gezeichnet werden.

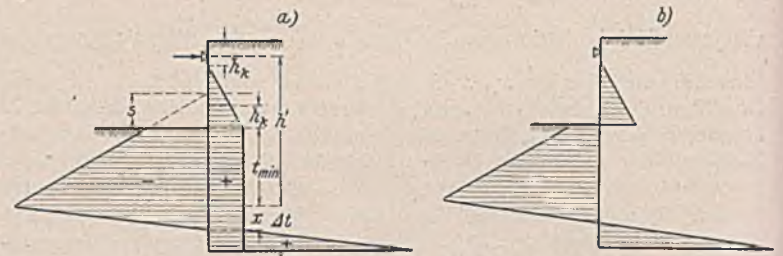


Abb. 24 a u. b.

Der Einfluß der Bindung äußert sich in folgendem:

1. Die Mindestrammtiefe t_{\min} wird kleiner.
2. Der Angriffspunkt des Erdwiderstandes bei der Mindestrammtiefe rückt höher. Infolgedessen wird a_{E_p} kleiner und E_p größer als ohne Berücksichtigung der Bindung. Die Ankerkraft $A = H - E_p$ wird also auch kleiner.

3. Wenn die Wand um Δt tiefer gerammt wird, als mindestens erforderlich, so wird $\frac{x}{\Delta t}$ größer als im Falle bindungsfreien Bodens, weil h' [s. Abb. 23 und (Gl. 8)] kleiner ist. Dadurch vergrößert sich der Unterschied von $E_l - E_r$ (s. Abschn. 8), was eine weitere Verringerung der Ankerkraft A nach sich zieht. Das bedeutet, daß bei Vorhandensein von Bindung der Einfluß des Tieferrammens größer ist als bei bindungsfreiem Boden.

12. Die Ankerwand.

Wenn eine Ankerwand sich in großer Entfernung hinter der Spundwand befindet und durch einen Ankerzug A in Bewegung gerät, so muß sich ein Erdkörper I vor der Ankerwand längs einer Gleitfläche AC nach oben schieben, während hinter der Wand ein Erdkörper II längs der Gleitfläche CD nachrutscht (Abb. 25 a). Beide Erdkörper verschieben sich

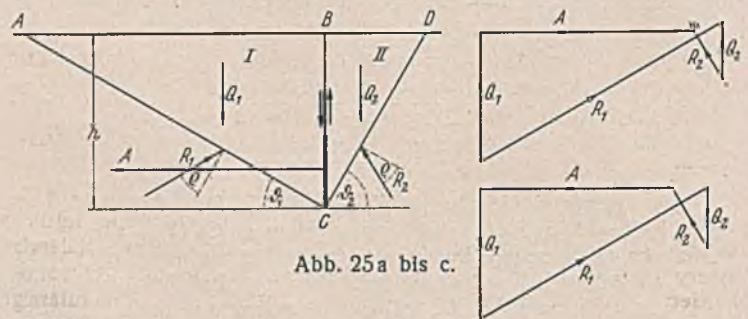


Abb. 25 a bis c.

dabei längs der Linie CB lotrecht gegeneinander. Es sind hierbei der Einfachheit halber gerade Gleitflächen vorausgesetzt. Wenn zunächst die Bindung vernachlässigt wird, so ergibt sich der größtmögliche Ankerzug, bei dem noch Gleichgewicht vorhanden ist, wenn die Gewichte Q_1 und Q_2 mit den Reibungswiderstandskräften R_1 und R_2 , R_1' und R_2' und der gesuchten Ankerkraft ein geschlossenes Kräfteck $Q_1, R_1, Q_2, R_2, R_2', R_1', A$ (Abb. 25 b) bilden. Hierbei sind R_2' und R_1' einander entgegengesetzt gleich. Vernachlässigt man die Kräfte R_1' und R_2' , so ergibt sich eine

Vereinfachung bei gleichzeitiger Erhöhung der Sicherheit, weil A kleiner wird. Das Kräfteck Abb. 25 c ergibt dann für waagerechte Erdoberfläche und lotrechte Ankerwand bei ungünstigster Lage der Gleitflächen AC und CD den größtmöglichen Ankerzug $A = \frac{1}{2} \gamma h^2 [\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)] = \frac{1}{2} \cdot h^2 (\lambda_p - \lambda_a)$, wenn φ der Winkel der inneren Reibung ist.

Wenn die Ankerwand näher zur Spundwand angeordnet wird, so kann sich die ungünstigste Gleitfläche für den Erdwiderstand vor der Ankerwand nur so lange ausbilden, bis der Abstand $l = h_u \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$ (Abb. 26). Diese Gleitfläche würde dann die gedachte Gleitfläche für den tätigen Erddruck auf die Spundwand schneiden. Es ist nun bisher immer als selbstverständlich gefordert worden, die Ankerwand so weit zurückzusetzen, daß diese beiden gedachten Gleitflächen sich nicht schneiden können oder daß die Gleitfläche des Erdwiderstandes vor der Ankerwand nicht in das „Störungsgebiet“ des Erddrucks auf die Spundwand* [12] hineinragt. Diese Forderung ist vollkommen unbegründet: das ganze Gewicht des Erdkörpers ABC (Abb. 26) kommt für den Erdwiderstand vor der Ankerwand voll zur Wirkung, auch wenn ein Teil ADE durch eine gedachte oder auch tatsächliche Trennfuge DE abgeschnitten ist. Es ist gleichgültig, ob man den Erdkörper ABC als ein Ganzes betrachtet oder ihn durch beliebige Schnitte oder Gleitflächen in Einzelteile auflöst. Das Gewicht des Körpers ADE wird gleichzeitig an der Bildung des tätigen Erddrucks auf die Spundwand und des widerstehenden auf die Ankerwand teilnehmen. Ganz unverständlich ist es,

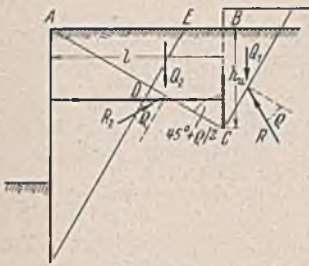


Abb. 26.

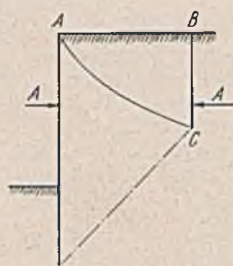


Abb. 27.

warum nach Kranz [12] die Gleitfläche des widerstehenden Erddrucks nur bis zum Schnitt mit der Gleitfläche des tätigen Erddrucks auf die Wand reichen soll, um dann in diese Gleitfläche überzugehen. Kranz [12] und auch Homberg [6] rechnen so, als wäre eine freie, vorn lotrecht begrenzte Erdoberfläche vorhanden, ein Fall, der an sich bei bindigem Boden möglich ist. Dann wäre der Erdwiderstand des Erdkörpers vor der Ankerwand freilich durch eine Gleitfläche gegeben, die von der Unterseite der Ankerwand zum Fußpunkt, da wo die lotrechte Erdoberfläche unten wieder in die waagerechte übergeht, verläuft. Wenn es sich um den Widerstand handelt, den eine Ankerwand leisten kann, darf die Fragestellung aber nicht lauten: „Welche Gleitfläche bildet sich, wenn der Anker nachgibt?“ (Kranz Annahme G: Wand dreht sich um den Fußpunkt), sondern: „Welche Gleitfläche bildet sich, wenn der Anker gespannt wird?“. Man sieht dann sofort, daß (Abb. 27) der Erdkörper zwischen der Spundwand und der Ankerwand durch zwei gleichgroße Kräfte A seitlich zusammengedrückt wird. Der Bruch kann nur so vor sich gehen, daß ein Teil über einer irgendwie gestalteten Scherfläche nach oben ausweicht. Es ergibt sich, im Gegensatz zu der bisher herrschenden Ansicht, die zunächst überraschende Tatsache, daß der Widerstand einer Ankerwand um so größer wird, je näher die Ankerwand zur Spundwand rückt²⁾.

13. Berechnung einer Ankerwand.

Die Berechnung einer Ankerwand setzt sich aus folgenden Einzelberechnungen zusammen:

- der Berechnung der Wandhöhe (Plattengröße),
- der Berechnung der Ankerlänge oder des Abstandes der Ankerwand von der Spundwand;
- der Berechnung des möglichen Widerstandes der Ankerwand.

a) Für die Berechnung der Wandhöhe ist die zulässige seitliche Pressung auf den Hinterfüllungsboden maßgebend. Diese zulässige Pressung muß für den in Betracht kommenden Boden aus der vorhergehenden erdbaumechanischen Untersuchung bekannt sein. Die zulässige Pressung muß so bemessen sein, daß die waagerechten Verschiebungen der Ankerwand ein als zulässig erkannter Maß nicht überschreiten, genau so, wie es bei lotrechter Belastung des Baugrundes durch einen schweren Baukörper geschieht. Da die Ankerkraft, die auf 1 m Ankerwand wirkt, aus der vorhergegangenen Berechnung der Spundwand bekannt ist, so braucht man nur diese Ankerkraft durch die zulässige mittlere Pressung

²⁾ Einen ähnlichen Fall gibt es in der Festigkeitslehre: die Würfel- festigkeit für Druck ist größer als die Säulenfestigkeit.

zu teilen, um die erforderliche Größe der Ankerwandfläche und damit die Höhe der Ankerwand zu erhalten. In der Regel wird man die Größe der Ankerwand als gegeben betrachten und den Nachweis führen, daß die sich ergebende Pressung die zulässige nicht übersteigt. Die Pressung, die man durch Teilung der Ankerkraft A durch die Fläche F der Ankerwand erhält, ist die mittlere Pressung σ_m . Um die größte Pressung σ_{\max} zu erhalten, ist das bekannte Spannungstrapez zu zeichnen oder σ_{\max} und σ_{\min} zu berechnen, nachdem die Lage des Ankers in bezug auf den Mittelpunkt der Wand festgelegt ist (Abb. 28).

Es ist erwünscht, daß die Ankerwand bei einer Bewegung nach vorn keine Drehung vollführt, sondern ihre lotrechte Lage beibehält. Dazu ist erforderlich:

- daß die Ankerkraft A und der Erdwiderstand E_w kein Kräftepaar bilden, also A in der Höhe von E_w angreift. Wenn in der Fläche AB (Abb. 28) keine Reibung vorhanden ist, beträgt diese Höhe $\frac{2}{3} h_u$, von der Erdoberfläche gemessen;
- daß die durch die Pressungen σ hervorgerufenen Verschiebungen Δs der Ankerwand sich gleichmäßig über die Wandhöhe verteilen.

Die erste Forderung ergibt den Fußpunkt der Ankerwand, wenn, wie es gewöhnlich der Fall ist, die Lage des Ankers aus baulichen Gründen festliegt. Um die zweite Forderung zu erfüllen, muß man aus den erdbaumechanischen Untersuchungen des Baugrundes die „seitliche Nachgiebigkeit“ des Bodens feststellen, und zwar für verschiedene Tiefen unter der Erdoberfläche. Aus den entsprechenden Schaulinien läßt sich dann ein Verhältnis $\sigma_o : \sigma_u$ (Abb. 28) ermitteln, für das die seitliche Eindrückung Δs über die ganze Ankerwandhöhe gleich ist. Daraus ergibt sich der obere Begrenzungspunkt der Wand. In der Praxis wird man umgekehrt verfahren müssen: die Wandhöhe erst annehmen, danach die Pressungen ermitteln und dann nachprüfen, ob die Verschiebungen Δs sich gleichmäßig verteilen.

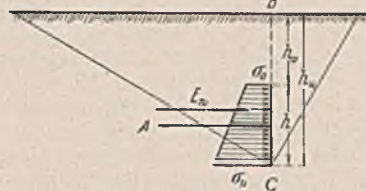


Abb. 28.

Bei tiefliegenden Anker kann sich nach diesem Verfahren eine sehr hohe Wand mit einer schlechten Ausnutzung der zulässigen seitlichen Bodenpressungen ergeben. Dann wird man sich mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit mit einer gewissen Kippbewegung der Ankerwand abfinden können, wenn nur die seitlichen Pressungen genügend klein bleiben, um allzu große Bewegungen und Verdrehungen der Ankerwand auszuschließen.

b) Für die Berechnung der Ankerlänge ist eine Grundbruchuntersuchung maßgebend³⁾. Ebene Gleitflächen vorausgesetzt, erhält man laut Abb. 29 drei Erdkörper I, II und III, die sich längs der gebrochenen Gleitfläche zu verschieben trachten. Als widerstehende Kräfte greifen die Gegenkräfte R_1, R_2 und R_3 an den Gleitflächen an. R_1 ist stets die Verschiebung fördernd, R_2 dann, wenn BC steiler verläuft als unter dem Reibungswinkel φ zur Waagerechten, was bei kurzer Verankerung meist der Fall sein wird. R_3 wirkt immer hemmend auf die Gleitbewegung. Infolgedessen muß man der Sicherheit wegen die Gewichte Q_1 und meistens auch Q_2 möglichst groß, also mit Auflast hinter der Wand und der Ankerwand annehmen, während man für Q_3 die tiefste Lage der Sohle, die im gegebenen Fall wahrscheinlich ist, zugrunde legt. Das Kräftevieleck $Q_1, R_1, Q_2, R_2, Q_3, R_3$ muß sich schließen oder einen Überschub an widerstehender waagerechter Seitenkraft ergeben (Abb. 29). Da Q_3 bei Vergrößerung der Rammtiefe der Wand im quadratischen Verhältnis der Tiefen wächst, während Q_2 verhältnismäßig weniger und der Tangens des Winkels von R_2 zur Waagerechten im einfachen Verhältnis zur Tiefe zunimmt, erhält man durch Tieferrammen der Wand einen größeren Überschub an widerstrebender Kraft und damit eine größere Sicherheit gegen Grundbruchgefahr (s. Abschnitt 8).

Bei bindigem Boden kann die Bindungskraft für jede Gleitfläche berechnet und im Kräftevieleck in der Richtung der betreffenden Gleitfläche ange- setzt werden. Ist die Bindung durchweg gleich groß, so kann sie

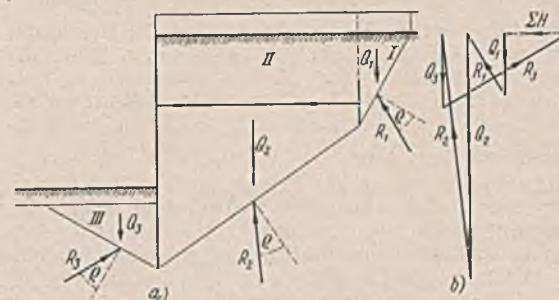


Abb. 29 a u. b.

³⁾ Die Berechnung nach Kranz [12] ist, streng genommen, auch nichts anderes, als eine Grundbruchuntersuchung bei Fehlen des Bodens vor der Spundwand.

durch Tieferlegung der Erdoberfläche für Q_1 und Q_2 und Höhersetzen für Q_3 berücksichtigt werden.

An Stelle oder auch als Ergänzung zu dieser Grundbruchberechnung kann auch ein beliebiges anderes Verfahren, z. B. nach Fellenius für kreisförmige Gleitflächen, durchgeführt werden.

c) Wenn auf Grund der beschriebenen Berechnungen die Ankerwandhöhe und die Ankerlänge festgelegt, bleibt nur noch übrig, nachzuprüfen, ob der Widerstand des Erdbodens vor der Ankerwand genügt, um eine Bewegung des Erdkörpers ACD (Abb. 25a) auf der Gleitfläche AC aufwärts zu verhüten. Der Widerstand des Erdbodens muß größer sein als die auf den Anker fallende Kraft A . Um ungünstig zu rechnen, wird man die Erdoberfläche hinter der Ankerwand belasten und vor ihr keine Auflast annehmen⁴⁾.

14. Berechnung einzelner Ankerplatten.

Maßgebend für die Verwendung einzelner Ankerplatten an Stelle einer durchlaufenden Wand ist die zulässige seitliche Pressung auf den Boden. Durch sie wird die Größe der einzelnen Platten bestimmt.

Hinsichtlich der Ankerlänge besteht kein Unterschied zwischen der Einzelplatte und der Ankerwand.

Der größte Erdwiderstand kann nach dem von Buchholz [2] auf Grund seiner Versuche vorgeschlagenen Verfahren ermittelt werden, das eine gewisse Sicherheit bietet. Es wird nur in der Praxis sehr häufig der Fall eintreten, daß sich die einzelnen Widerstandsmuscheln

⁴⁾ Die oben beschriebene Ermittlung des größten Widerstandes der Ankerwand ist nicht neu und wird häufig angewendet. Die Versuche von Buchholz [2] beweisen auch, daß diese Berechnungsweise der Wirklichkeit näherkommt als beispielsweise das Verfahren, den Erdwiderstand nur auf die Höhe der Wand anzunehmen. Das von Buchholz angegebene Verfahren ergibt etwas kleinere Werte, obwohl der Verfasser auf Grund seiner Versuche eine steilere Gleitfläche, die größere Widerstände ergeben müßte, einführt. Das liegt aber wohl daran, daß bei Buchholz' Vorschlag die Kraft E_{p1} , Abb. 17 der angeführten Arbeit [2], nicht richtig angesetzt ist: der Erdkörper I, der sich auf der steileren Gleitfläche stärker nach oben schiebt als der Körper II auf der flacheren, wirkt auf letzteren nicht herabdrückend, sondern hebend. Die Reibung zwischen I und II verringert nicht den Widerstand, sondern vergrößert ihn. Unter Berücksichtigung dieses Umstandes würde das Verfahren von Buchholz größere Werte ergeben, die den von ihm beobachteten Spitzenwerten näherkommen würden. Rechnet man noch den tätigen Erddruck auf die Rückseite der Ankerwand ab (ohne zusätzliche Auflast), so werden die

Linien für den Erdwiderstand in Abhängigkeit von $\frac{H}{h}$ (Abb. 18 a. a. O.)

waagrecht, die Abhängigkeit von $\frac{H}{h}$ verschwindet demnach.

Vermischtes.

Dr.-Ing. Leske †. Am 14. Januar d. J. verschied an den Folgen eines Unfalls der Dresdener Stadtbaurat Dr.-Ing. Leske. Er war in den Jahren 1920 bis 1927 hauptamtlicher Senator der Freien Stadt Danzig und verwaltete die Senatsabteilung für öffentliche Arbeiten. Im Jahre 1927 wurde er als Stadtbaurat Leiter des gesamten Ingenieurwesens der Stadt Dresden. Um den Ausbau des Straßennetzes, der Brücken und der Kanalisation der Stadt hat er sich große Verdienste erworben. Mit ihm ist ein ausgezeichneter Ingenieur und hervorragender Verwaltungsbeamter dahingegangen, dessen Ausscheiden für die Stadt Dresden einen schweren Verlust bedeutet.

Die Reichsmesse in Leipzig findet vom 2. bis 7. März 1941 statt. Im Ring-Meßhaus wird eine Sonderschau „Bau- und Betriebsbedarf“ ausgestellt, die neben den neuesten Anlagen für den Luftschutz hochwertige Bau- und Werkstoffe heimischen Ursprungs zeigt sowie neue Kraftwerkzeuge für den Baubetrieb und die Werkstatt. Außerdem werden neueste Erzeugnisse für den Schutz gegen Rost und Zersetzung der Metalle, für Oberflächenbehandlung und -veredlung sowie Bau- und Fördergeräte und Ausrüstungsgegenstände für Bauplatz, Werkstatt und Betrieb gezeigt.

Der Deutsche Beton-Verein (E. V.), Arbeitskreis Betonbau der Fachgruppe Bauwesen im NS-Bund Deutscher Technik, Berlin, hält seine diesjährige Vortragstagung anlässlich der 44. Hauptversammlung am Mittwoch, dem 9. April 1941, im Hotel „Bayrischer Hof“ in München ab. Hierbei wird auch das Ergebnis des Preisausschreibens Alarm der Fachgruppe Bauwesen verkündet.

Die mechanischen Einrichtungen des Maastunnels in Rotterdam. Über die Ausführung des Maastunnels in Rotterdam haben wir bereits in dieser Zeitschrift berichtet¹⁾. Die dazugehörigen maschinellen Einrichtungen werden in De Ingen.²⁾ ausführlicher besprochen. Wir entnehmen diesem Aufsatz folgende bemerkenswerten Einzelheiten.

Lüftung. Zur Belüftung des Kraftwagentunnels wird die frische Luft durch eine Anzahl gleichmäßig verteilter Öffnungen auf beiden Seiten dicht über der Fahrbahn eingeblasen, während die vor allem durch Kohlenmonoxyd und Rauch verunreinigte Luft durch Öffnungen nahe der

überschneiden. Das würde schon bei einem Ankerabstand, der annähernd gleich ist der Tiefe der Plattenunterkante unter der Erdoberfläche, eintreffen. In diesem Falle wird der Widerstand kleiner, als die Berechnung ergibt. — Wenn der Ankerabstand kleiner ist als der sogenannte kritische nach Buchholz [2], so sind die Einzelplatten als durchlaufende Wand zu berechnen.

15. Schlußwort.

Um den Rahmen eines Aufsatzes nicht zu überschreiten, konnten in der vorliegenden Arbeit nicht alle bei der Berechnung von Spundwänden vorkommenden, noch nicht endgültig klargestellten Fragen behandelt werden. Zu diesen gehören u. a. die Verankerung an Ankerpfählen und Ankerböcken, die noch recht wenig behandelte Frage der Schirmwirkung hinter der Wand eingerammter Pfähle, die Wirkung vor der Wand stehender Pfähle auf den Erdwiderstand und die Größe des Wasserdrucks im Boden. Eine kritische Untersuchung dieser Fragen soll der Zukunft vorbehalten bleiben.

Schrifttum.

- [1] Blum, H., Dr.-Ing., Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.
- [2] Buchholz, W., Dr.-Ing., Erdwiderstand auf Ankerplatten. Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellsch., 12. Bd., 1930/31.
- [3] Buchwald, Max, Neues vom Erddruck. Bautechn. 1933, Heft 43, S. 605.
- [4] Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.
- [5] Hertwig, A., Geh. Reg.-Rat, Dr.-Ing. e. h., Bemerkungen über neuere Erddruckuntersuchungen. Veröffentl. der Deutschen Forschungsges. für Bodenmechanik, Heft 7. Berlin 1939, Springer.
- [6] Homberg, Die Berechnung von Fangedämmen und Ankerwänden nach der Erddrucktheorie. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.
- [7] Jacoby, E., Prof., Dr.-Ing. e. h., Berechnung von Bohlwerken. Österreich. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1912.
- [8] Jacoby, E., Prof., Dr.-Ing. e. h., Berechnung von Kalmauern (russisch). Petrograd 1916.
- [9] Jacoby, E., Prof., Dr.-Ing. e. h., Zur Erddrucklehre. Ztbl. d. Bauv. 1918, S. 81.
- [10] Jacoby, E., Prof., Dr.-Ing. e. h., Zeitschrift. Bautechn. 1933, Heft 55, S. 764, und Zeitschrift von Gaber, Bautechn. 1934, Heft 4, S. 52.
- [11] Klockner, Spundwandhandbuch, Ausgabe 1939.
- [12] Kranz, E., Dr.-Ing., Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.
- [13] Ohde, Zur Theorie des Erddruckes. Bautechn. 1938, S. 150, 176 usw.
- [14] Schütte, H. G., Baurat, Dipl.-Ing., Anwendungen der Erddrucktheorie bei der Berechnung von Spundwänden und Kalmauern. Berlin 1930, Jul. Springer.

Decke seitlich wieder abgesaugt wird. Diese sogenannte Querentlüftung ist nach den angestellten Untersuchungen der Längsentlüftung vorzuziehen, die einen großen Querschnitt erfordert und die Ausdehnung eines Brandes begünstigt hätte. Durch die Aufteilung des Tunnels in eine Anzahl Entlüftungsabschnitte kann ferner bei der gewählten Bauweise diese Gefahr örtlich begrenzt werden. Auch wird durch die Luftströmung der ohnehin nach oben gerichtete Zug der Verbrennungsgase unterstützt. Modellversuche an der Technischen Hochschule Delft haben ergeben, daß schon von mäßig schnell fahrenden Kraftwagen die Auspuffgase im ganzen Querschnitt aufgewirbelt werden, so daß auch eine von oben nach abwärts gerichtete Luftströmung keinen Vorteil böte. Die Verbindung der beiden Arten (Zufuhr der frischen Luft auf der Seite, Abfuhr in der Längsrichtung) wurde bisher nur im Merseytunnel in Liverpool angewendet. Unter Abwägen der verschiedenen Möglichkeiten hat man sich beim Maastunnel für die meistgebräuchliche Querlüftung entschlossen.

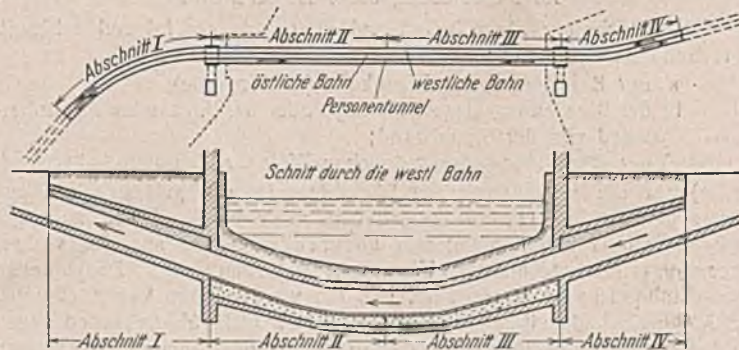


Abb. 1. Einteilung des Tunnels für die Lüftung.

Jede Tunnelbahn ist in vier Lüftungsabschnitte unterteilt (Abb. 1), die durch die Lüftungsgebäude und die Tunnelmitte getrennt werden. In jedem Lüftungsgebäude sind dementsprechend vier Gruppen von je zwei Drucklüftern und ebenso vielen Sauglüftern aufgestellt. An jede Gruppe schließt ein Betonschacht an, so daß die zwei Lüfter gegenseitig

¹⁾ Bautechn. 1940, Heft 6/7, S. 57.

²⁾ De Ingen. 1940, Nr. 29.

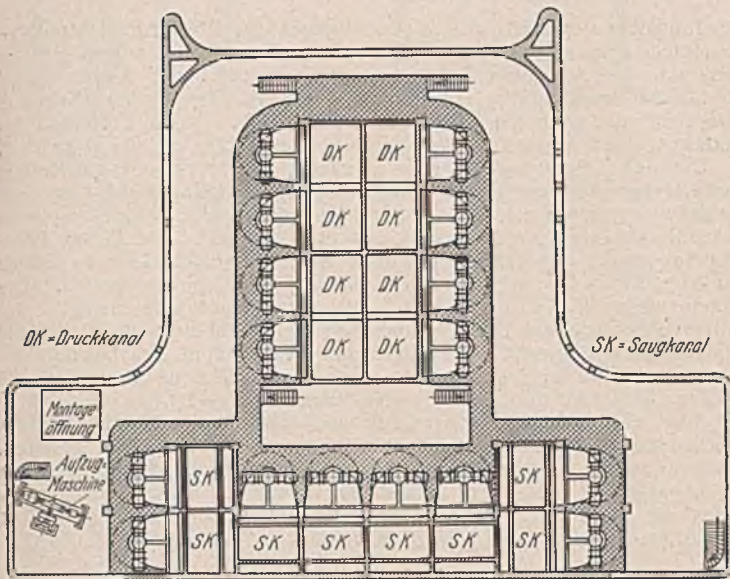


Abb. 2. Anordnung der Lüfter in der Maschinenhalle.

als Aushilfe dienen können. Um die Übersicht über die gesamte Anlage zu wahren, sind sämtliche Maschinen in einer gemeinsamen Halle untergebracht (Abb. 2). Die frische Luft wird aus einem über den Maschinen angeordneten Raum angesaugt, der durch Windklappen mit der Außenluft in Verbindung steht. Die vier Gruppen sind dabei durch hochgezogene Schotten gegenseitig abgetrennt. Für die Abfuhr der verbrauchten Luft dienen Schächte, die in großer Höhe enden. Auch unter den ungünstigsten Witterungsumständen braucht dann nicht befürchtet werden, daß die verbrauchte Luft wieder angesaugt wird. Die Führung der Schächte soll un-

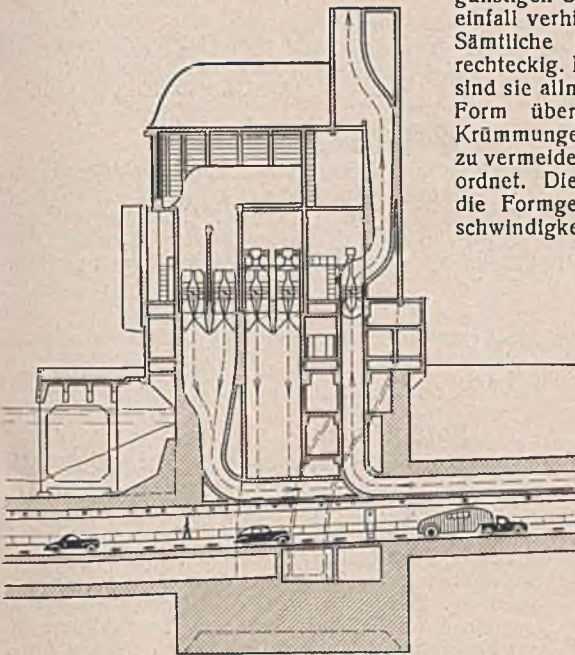


Abb. 3. Schnitt durch das Lüftungsgebäude.

günstigen Schnee- und Regeneinfall verhindern (Abb. 3 u. 4). Sämtliche Luftschächte sind rechteckig. Nur bei den Lüftern sind sie allmählich in die runde Form übergeführt. In den Krümmungen sind, um Wirbel zu vermeiden, Leitwände angeordnet. Die Abmessungen und die Formgebung, die Luftgeschwindigkeit und die sich da-

bei ergebenden Widerstände wurden durch ausführliche Modellversuche geklärt. Bei der Ausführung wird auf sorgfältige Herstellung der Schalung geachtet. Sie macht das Bearbeiten der Betonsichtflächen entbehrlich. Damit die Fahrbahn im Flußteil des Tunnels möglichst hoch zu liegen kommt und an Rampenlänge gespart wird, sind die Hauptkanäle unter der Fahrbahn untergebracht (Abb. 5). Bei den Landteilen liegen sie darüber. Ihre Höhe nimmt mit der Entfernung vom Lüftungsgebäude ab. Alle Kanäle sind begehrbar und zu diesem Zweck mit luftdicht verschleißbaren Einstelgschächten versehen. Ungefähr alle 3 m zweigt eine Leitung zur Tunnelwand ab. Die Absaugöffnungen sind zur Verminderung der Strömungswiderstände abgelenkt. Jede Abzweigung vom Druckkanal und jede Zuführung zum Saugkanal kann durch einen Schieber verstellbar werden. Die Einblasöffnungen haben eine Breite von 600 bis 800 mm, die Höhe wechselt zwischen 86 und 133 mm. Die Austrittsöffnungen sind 655 bis 1630 mm weit, in der Längsrichtung des Tunnels sind sie 100 mm groß. Bei vollbeanspruchtem Tunnel beträgt die Luftgeschwindigkeit beim Einblasen 5 m/sek.

Aus Untersuchungen am Hollandtunnel in New York ergab sich, daß das gesundheitsschädliche Kohlenmonoxyd bis 0,04% zugelassen werden kann, wobei mit einem Verbleib der Luft von $\frac{3}{4}$ bis 1 Stunde gerechnet wird. Doch nötig schon die Raucherentwicklung, vor allem der Dieselmotoren, zu einem rascheren Luftwechsel, so daß der Gehalt an

Kohlenmonoxyd im allgemeinen wesentlich unter dieser Grenze bleibt. Aus weiteren Untersuchungen ergab sich, daß bei den ansteigenden Rampen die Lüftererneuerung am wichtigsten ist. Schätzt man den in den verschiedenen Stunden zu erwartenden Verkehr und nimmt für jedes Fahrzeug eine bestimmte Menge Kohlenmonoxyd an, dann kann man die notwendige Luftmenge berechnen. Der Inhalt der abströmenden Luft ist außerdem größer anzunehmen als der der zuströmenden Luft. Die Leistungsfähigkeit der Sauglüfter ist daher auch um 4% größer bemessen als die der Drucklüfter. Auf diese Weise ist der größte Luftbedarf für beide Tunnelrichtungen zusammen zu rd. 2 000 000 m³/h berechnet worden. Mit Rücksicht auf die zu erwartende Verkehrsentwicklung und auf die vorläufigen Bedürfnisse wird jeder der beiden zusammenarbeitenden Lüfter auf $\frac{2}{3}$ der Höchstleistung bemessen, so daß im allgemeinen schon einer ausreichen würde. Das Ausmaß der Lüftererneuerung wird dem jeweiligen Verkehr angepaßt, der am stärksten zwischen 14 und 17 Uhr zu erwarten ist, während er in den Nachtstunden von 23 bis 5 Uhr bis auf wenige Hundertteile zurückgehen kann. Diesem wechselnden Bedarf wird durch die Regelung der Umlaufgeschwindigkeit der Schraubenlüfter und durch die Verstellung der Schaufeln Rechnung getragen. Die Schrauben sind so entworfen, daß der günstigste Wirkungsgrad beim gleichzeitigen Lauf der beiden zusammengehörigen Lüfter erreicht wird. Denn bei dieser Betriebsweise treten auch die wenigsten dynamischen Verluste in den Windkanälen, insbesondere beim Übergang zum gemeinsamen Schacht auf.

Die Hauptabmessungen der Druck- und Sauglüfter sind gleich. Die Antriebsmotoren werden getrennt darüber aufgestellt, damit sie besser zugänglich sind. Die Kraft wird mit Zahnrädern übertragen. Um sich den verschiedenen Umdrehungsgeschwindigkeiten besser anpassen zu können, wird jeder Lüfter mit drei Motoren ausgerüstet, von denen einige in zwei Stufen laufen können. Es werden Drehstrommotoren mit Kurzschlußanker verwendet, die mit elektromagnetischer Schaltung unmittelbar oder vom Hauptbedienungsraum aus betrieben werden können.

Im Tunnel für die Fußgänger und Radfahrer wird die Luft nur ein-geblasen (Abb. 5), während die verbrauchte Luft durch die Gebäude der Rolltreppen mit 15 cm/sek Geschwindigkeit abziehen kann. Gerechnet ist bei einer Verkehrsdichte von 20 000 Personen/h mit einem Luftbedarf von 10 m³/h und einer Bleibezeit von $8\frac{1}{2}$ min/Person. Damit berechnet sich der gesamte Luftbedarf zu 30 000 m³/h. Die zugehörige maschinelle Einrichtung ist vom übrigen Tunnel völlig getrennt. Bei Wind in der Tunnelrichtung wird mit einer natürlichen Lüftung gerechnet, die es gestattet, die Maschinen vorübergehend still-zulegen.

Der Gehalt der Luft an Kohlenmonoxyd soll selbsttätig durch Entnahme von Luftproben alle sechs Minuten geprüft werden.

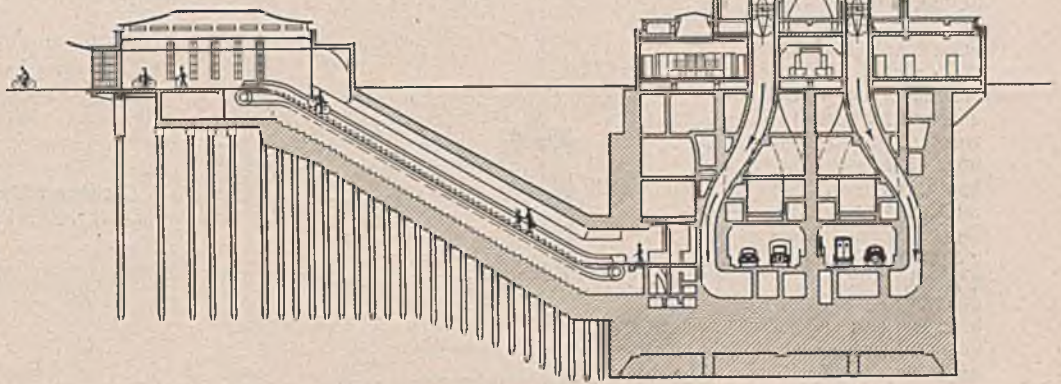


Abb. 4. Schnitt durch das Lüftungsgebäude und durch die Rolltreppe.

Hierzu werden vier Meßeinrichtungen eingebaut, die je zwei Tunnelabschnitte im Wechsel bedienen können. Der CO-Gehalt wird je nach der Entnahmestelle mit verschiedener Farbe im Hauptschaltraum aufgezeichnet. Die zu prüfende Luft wird durch eine Pumpe dort angesogen, wo die Verunreinigung am stärksten ist. Sie geht dann durch einen Stofffilter, wird im weiteren Verlauf sorgfältig getrocknet, von organischen Gasen gereinigt, in der Menge geregelt und auf eine gleichbleibende Temperatur von 100° ge-

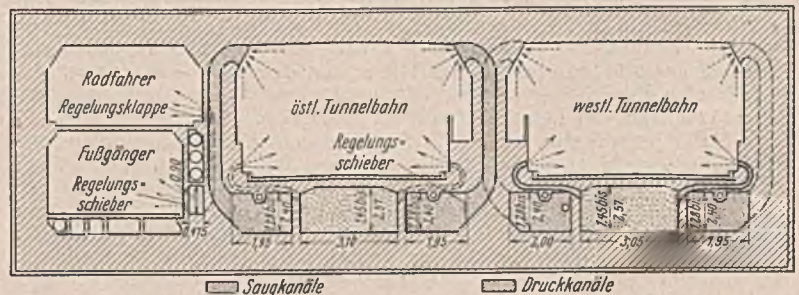


Abb. 5. Lüftungskanäle im Flußtunnel.

bracht. Dann wird sie über einen Katalysator geleitet, wodurch der vorhandene Kohlenstoff zu CO² oxydiert wird. Die dadurch entstehende Temperaturerhöhung erzeugt in einem Thermoemleent einen Spannungsunterschied, der als Maß des Kohlenmonoxydgehalts dienen kann und im Hauptschaltraum unmittelbar aufgezeichnet wird. Von hier aus können auch die Meßgeräte unmittelbar bedient werden. Licht- und Klingelzeichen schalten sich ein, wenn der zulässige Gehalt an Kohlenmonoxyd überschritten wird. Die Meßgeräte sollen regelmäßig geeicht werden. Die Hauptteile der Meßeinrichtung wurden inzwischen durch Brand zerstört, so daß noch offen ist, ob sie noch rechtzeitig ersetzt werden können oder andere Wege beschriftet werden müssen.

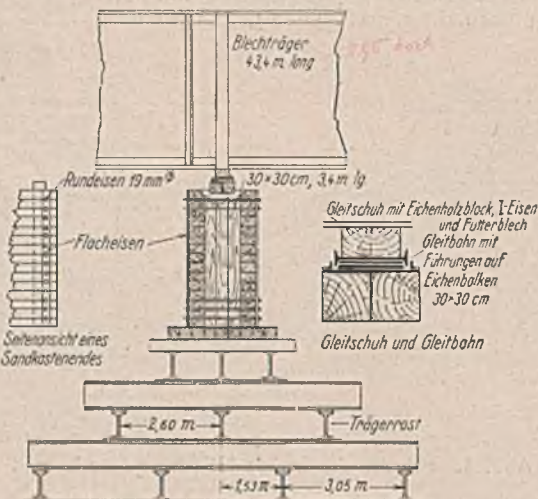
Treppen und Aufzüge. Der Fußgänger- und Radfahrerverkehr wird durch zwei feste und vier Rolltreppen vermittelt, die unter 30° geneigt sind und einen Höhenunterschied von 17 m zu überwinden haben (Abb. 4). Die Rolltreppen können in beiden Richtungen laufen und haben eine Geschwindigkeit von 0,50 m/sek. Diese kann, wenn notwendig, um 50% gesteigert werden; jedoch haben Untersuchungen gezeigt, daß dadurch die Leistungsfähigkeit nicht wesentlich gesteigert werden kann. Bei geringem Verkehr, z. B. in der Nacht, stehen die Treppen still, können aber von den Benutzern nach Bedarf eingeschaltet werden.

In jedem Lüftungsgebäude ist ein elektrischer Aufzug für 25 Personen aufgestellt. Er dient in erster Linie zum dienstlichen Gebrauch, steht aber in besonderen Fällen (Krankenwagen usw.) auch dem öffentlichen Verkehr zur Verfügung.

Entwässerung. Zur Beseitigung des Tagwassers und des bei der Reinigung anfallenden Wassers ist der Tunnel in vier Abschnitte eingeteilt, die je mit einem Sammelbecken ausgestattet sind. Von hier aus wird das Wasser auf elektrischem Wege in die Maas übergepumpt. Die Pumpen springen nach Bedarf von selbst an. Dr.-Ing. van Rinsum.

Absenken eines Blechträgers auf seine Lager mit Hilfe von Sandkästen. Bei den Eisenbahnen der Vereinigten Staaten ist zur Zeit eine großzügige Beseitigung von schienengleichen Straßenkreuzungen im Gange, teils veranlaßt durch die erschreckende Anzahl von Zusammenstößen zwischen Kraftwagen und Eisenbahnzügen an diesen Kreuzungen, teils als Mittel zur Arbeitsbeschaffung. Derartige Bauten werden auch bei der Chicago, Milwaukee, St. Paul & Pacific-Eisenbahn ausgeführt, die im Westen der Vereinigten Staaten ein 18 900 km langes Eisenbahnnetz betreibt. Besondere Schwierigkeiten bot bei diesen Arbeiten der Einbau des stählernen Überbaues einer Überführung über eine Straße in der Hauptstrecke Chicago—Milwaukee. Die Hauptträger dieser Brücke, bei der Straße und Eisenbahn einander unter 20° 13' schneiden, sind 43,4 m lang, 3,95 m hoch und wiegen je 121 t.

Um die Baustelle für den Bau frei zu machen, wurden Umgehungsgeleise angelegt. Die Stahlträger wurden vom Lieferwerk in fertigem Zustande geliefert. Schon die Anfuhr machte Schwierigkeiten, weil die Träger auf den Tiefladewagen, auf den sie, von einem dritten Wagen in der Mitte unterstützt, versandt wurden, bis 5,35 m über Schienenoberkante reichten. Sie mußten daher an die Baustelle auf Umwegen über Strecken gebracht werden, in denen keine Überbauten über den Gleisen vorhanden sind, und der Zug durfte nur ganz langsam fahren. An der Baustelle war gleichlaufend zur Längsachse der Eisenbahnbrücke ein Gleis angelegt worden, auf dem die Wagen mit den Trägern abgestellt wurden. Wegen der großen Höhe der Träger, ihres Gewichts und der großen Entfernung, auf die sie in der Querrichtung verschoben werden mußten, hielt man es nicht für angebracht, sie etwa mit Hilfe von Kranen aufzuheben und auf ihre Lager abzusetzen, was außerdem, wenn nicht außerordentliche Vorsichtsmaßregeln angewendet worden wären, Anlaß zu Unfällen hätte geben können. Schließlich gaben auch die Kosten den Ausschlag für den nachstehend geschilderten Einbau der Träger, bei dem zum Absetzen auf die Lager eine Vorrichtung angewendet wurde ähnlich den Sandtöpfen, die zum Absenken von Lehrgerüsten benutzt werden.



Unter jeder Stelle, an der die Träger einzubauen waren, wurden zwei Trägerroste errichtet, auf die Sandkästen von 3,35 m Länge, 0,9 m lichter Weite und 3,4 m Höhe aufgesetzt wurden (s. Abb.). Die Wagen mit den Trägern wurden so aufgestellt, daß die Schemel, auf denen die Träger ruhten, genau gegenüber den Trägerrosten standen. Die Seiten der Sandkästen bestanden aus auf der breiten Seite liegenden Balken von 20 x 40 cm Querschnitt, die Querseiten aus aufrecht stehenden Hölzern von 30 x 30 cm Querschnitt. Um den Schub der Sandfüllung aufzunehmen, waren die Längshölzer durch Rundisen von 19 mm Durchm.

gegeneinander verspannt, die in Ausnutungen der Ober- und Unterfläche der Hölzer eingelegt waren. Die Oberkante der Kästen lag in gleicher Höhe mit den Schemeln auf den Tiefladewagen. Jeder Kasten wurde mit 11,5 m³ Sand gefüllt, auf den Sand wurde eine eichene Schwelle gelegt, auf die dann der Träger abgesetzt wurde. Durch Entfernen des Sandes aus dem Kasten wurde schließlich der Träger um 3,4 m gesenkt.

Um den Träger auf die eben erwähnte Eichenschwelle abzusetzen, wurde er zunächst um so viel hochgewunden, daß Gleitschuhe, bestehend aus flachliegenden I-Eisen, auf denen der Träger unter Vermittlung eines Eichenblocks ruhte, untergeschoben werden konnten. Auf diesen Gleitschuhen wurde der Träger auf einer Bahn aus zwei eichenen Balken von 30 x 30 cm Querschnitt mit Hilfe von Winden verschoben. Die Balken waren auf der Oberseite mit einer Gleitplatte belegt. Zur seitlichen Führung der Gleitschuhe waren rechts und links der Gleitplatte Winkeleisen angebracht. Die Gleitbahnen erstreckten sich bis über die Sandkästen, und der Träger wurde hier auf die eichenen Schwellen, die auf der Oberfläche des Sandes verlegt waren, abgesetzt.

Zum Absenken der Träger grub man den Sand mit Schaufeln aus den Sandkästen heraus, bis die Schwellen auf seinem Boden aufsaßen. Jedesmal, wenn die Absenkung 20 cm erreicht hatte, wurde einer der die Längswände bildenden Balken abgenommen. Das Absenken der Träger ist anscheinend zur Zufriedenheit und ohne Unfälle ausgeführt worden (nach Railw. Gaz. vom 5. November 1937). Wkk.

Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Vereinfachte Bemessung von Vollwandträgern. Die von R. Albrecht in Bautechn. 1940, Heft 38, S. 440, angegebene Gl. (2) ist von mir im Deutschen Zimmermeister 1930 und in der Hildesheimer Bauwarte 1930 in der Form: $J_{erf} = k' M \cdot l$ gegeben.

Die Beiwerte für $\nu = l/f = 500$ lassen sich gut einprägen, sie lauten bei gleichen Benennungsgrößen, wie sie von R. Albrecht gewählt sind:

für Stahl . . .	$k' = 0,25$
„ Eisenbeton . . .	$k' = 2,50$
„ Holz . . .	$k' = 5,20$

Bei anderen Durchbiegungsverhältnissen sind die Beiwerte entsprechend umzurechnen. Sie sind genau für eine gleichmäßig verteilte Belastung; ich habe aber gezeigt, daß sie auch für Einzellasten hinreichend genau sind. Dipl.-Ing. Schneemann.

Erwiderung.

Der Gedanke, Stahlträger mit Rücksicht auf die Durchbiegung zu bemessen, ist schon des öfteren in ähnlicher Art und Form erörtert worden, u. a. auch im Jahre 1928 von Dr.-Ing. R. Hauer, Charlottenburg, im Baugewerkskalender 1928. Dadurch wird immer wieder bewiesen, daß das Bedürfnis nach Einführung einer ähnlichen Bemessungsformel groß ist.

R. Albrecht.

Die Aussprache wird im Einvernehmen mit Herrn Studienrat Dipl.-Ing. Schneemann geschlossen. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Dichtung für die Schösser von Spundwänden. (Kl. 84c, Nr. 673476 vom 3. 11. 36; Ilseder Hütte in Peine.) Um eine bessere und dauerhafte Dichtung für Spundwandenschösser auf der ganzen Länge der Bohlen zu erreichen, sind innerhalb der Schösser Federbleche angeordnet, die sich an die Bohlen federnd anlegen und dadurch die Dichtung bewirken. Das Schloß weist eine Klaue mit Finger 1 und einen Wulst 2 auf; innerhalb des Schlosses ist das Federblech 3 angeordnet, das im Punkte 4 angeschweißt ist und dessen Rand 5 unter Einschaltung eines nachgiebigen Dichtungstreifens 6 gegen den Wulst 2 drückt.



Personalmeldungen.

Hochschulnachrichten. Drei ordentliche Professoren der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule München sind zu ordentlichen Mitgliedern der Bayerischen Akademie der Wissenschaften ernannt worden: der Rektor Professor Dr.-Ing. L. Pistor (Massivbrücken- und Eisenbetonbau), Professor Dr. Ludwig Föppl (Festigkeitslehre) und Professor Dr.-Ing. W. Kaufmann (Mechanik).

Der ordentliche Professor für Städtischen Tiefbau, Planungs- und Siedlungswesen und Straßenbau in der Abteilung für Bauwesen der Technischen Hochschule Dresden, Solms Wittig, ist auf eigenen Antrag aus dem Reichsdienst entlassen worden.

INHALT: Aus dem Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn. — Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden. — Vermischtes: Dr.-Ing. Leske f. — Die Reichsmesse in Leipzig. — Deutscher Beton-Verein. — Die mechanischen Einrichtungen des Masttunnels in Rotterdam. — Absenken eines Blechträgers auf seine Lager mit Hilfe von Sandkästen. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau. — 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.