DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 16. April 1937 Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Über Bergschäden im Ruhrgebiete und ihre Vermeidung.[1])

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Carp, Emschergenossenschaft und Lippeverband, Essen.

I. Bewegungen der Erdoberfläche durch Bergbau.

Beim Abbau der Kohlenflöze entstehen bekanntlich im Innern der Erde Hohlräume, die durch „Bergeversatz" wieder ausgefüllt werden. An vielen Stellen verzichtet man auch auf den Versatz. Die über den abgebauten Flözen liegenden Erdschichten sinken infolge ihres Gewichts abwärts. Hierbei sind drei verschiedene Hauptarten von Einwirkungen auf die Erdoberfläche denkbar: 1. Tagebrüche, 2. Erdrisse, 3. Senkungsmulden.

Abb. 1. Ältere Tagebrüche.

1. Tagebrüche.

Tagebrüche können unter bestimmten Voraussetzungen da entstehen, wo das sogenannte Deckgebirge fehlt oder geringe Mächtigkeit hat und die Kohle dicht unter der Erdoberfläche ansteht. Abb. 1 zeigt Tagebrüche aus älterer Zeit, Erdtrichter von etwa 20 m Breite und 20 m Tiefe. Es gibt auch Tagebrüche von länglicher Gestalt (Abb. 2). Heute sind Tagebrüche im Ruhrbezirk selten, da der Bergbau nach Norden in ein Gebiet mit starker Mergelüberdeckung gewandert ist. Ein Bauwerk, das im Bereich eines solchen Tagebruches liegt, ist naturgemäß stark gefährdet, wenn nicht verloren.

Abb. 2. Tagebruch.

2. Erdrisse.

Häufiger als Tagebrüche sind Erdrisse zu finden; sie können verschiedene Ursachen haben (Abb. 3). Ein Erdriß kann z. B. an einer Störung entstehen, womit man geologische Sprünge in der Erdkruste bezeichnet. Das links gezeichnete Flöz hört an der Störung auf und setzt sich irgendwo tiefer oder höher fort. Nach dem Abbau des Flözes bis an die Störung heran rutscht u. U. der linke Erdteil an der Störungslinie entlang ab, und es entsteht an der Erdoberfläche ein Absatz. Andere Erdrisse finden sich manchmal an den Randgebieten von Senkungsmulden. Sie sind denkbar als reine Zerrung, die ein Auseinanderklaffen der Erdoberfläche zur Folge hat, oder als ein treppenförmiges Abrutschen in der in der Abbildung unten angedeuteten Weise.

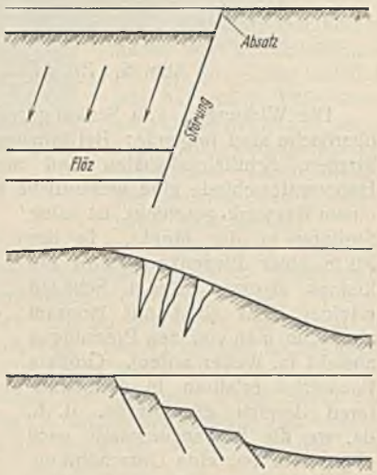


Abb. 3. Erdrisse.

In Abb. 4 ist ein Bachlauf der Emschergenossenschaft dargestellt, der von einem Erdriß gekreuzt wird. Die Bachläufe werden mit sogenannten Sohlschalen ausgekleidet, d. s. Betonplatten von etwa 80 · 80 cm Größe und etwa 15 cm Dicke. An der in der Abbildung gezeigten Stelle lagen die Sohlschalen ursprünglich auf einer Höhe. Jetzt liegt der vordere Teil des Bachlaufes um etwa $^1/_2$ m tiefer. Die Bauarbeiten, die auf den Abbildungen zu erkennen sind, hängen übrigens nicht mit dem Erdriß zusammen.

Ein anderer Erdriß (Abb. 5) entstand vor mehreren Jahren ebenfalls unter einem Bachlauf und hatte zur Folge, daß ein großer Teil des Bachwassers seinen Weg in die darunterliegenden Grubenbaue der Zeche nahm. Der Riß wurde durch eine besondere Konstruktion überdeckt.

Zusammenhängende Bauwerke, unter denen sich ein derartiger Riß bildet, sind außergewöhnlichen Beanspruchungen ausgesetzt. Auf ihre Berechnung wird später eingegangen. Zum Glück entstehen solche Risse nur unter besonderen Umständen.

3. Senkungsmulden.

Am bekanntesten von den bergbaulichen Einwirkungen auf die Erdoberfläche, weil am verbreitetsten, sind die Senkungsmulden. In Abb. 6

Abb. 4. Erdriß an einem Bachlauf.

ist eine solche Mulde nach Keinhorst schematisch dargestellt. Zwischen den Punkten *A* und *B* ist das Flöz abgebaut worden. Die darüberliegenden Erdschichten sinken in den Pfeilrichtungen nach unten, wobei die einzelnen Punkte gleichzeitig eine seitliche Bewegung erfahren. Diese seitlichen Verschiebungen sind unter den Senkungen angegeben. Die Punkte 1 und 9 erfahren keine Verschiebung, die übrigen eine verschieden große. Der Größtwert in dem gewählten Beispiel beträgt 67,5 mm. Weil die seitliche Bewegung verschieden groß ist, erleiden die einzelnen Punkte gegeneinander Verschiebungen, die sich in Pressungen und Zerrungen

[1]) Nach einem am 5. März 1937 auf der 40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins e. V. in Berlin gehaltenen Vortrage.

äußern. Sie sind in der untersten Kurve dargestellt. Aus der Zeichnung ist zu erkennen, daß im Außengebiete von Senkungsmulden, vor allem am Rande Zerrungen, im Innern Pressungen entstehen.

Abb. 5. Erdriß in freiem Gelände.

Die Wirkungen von Senkungsmulden auf die Anlagen in der Erdoberfläche sind folgende: Bei langgestreckten Gebilden, wie Bahnlinien, Straßen, Schiffahrtskanälen und anderen Wasserläufen, spielen die Höhenunterschiede eine wesentliche Rolle. Wesentlich für das, was mit einem Bauwerk geschieht, ist seine Stellung in der Mulde. In der Mitte einer Einsenkung wird ein kleines Bauwerk kaum Schäden erleiden. Es sinkt nur langsam ab, wenn man von den Pressungen absieht (s. weiter unten). Größere Bauwerke erfahren in dem mittleren Bereich der Mulde, d. h. da, wo die Begrenzungslinie nach oben hohl ist, eine Unterhöhlung. Eine Stellung des Bauwerks näher zum Rande hin hat eine Schiefstellung zur Folge. Dadurch kann die Standsicherheit hoher Bauwerke auf schmalen Grundflächen gefährdet werden. Am Muldenrande verliert ein Gebäude die gleichmäßige Auflagerung: es kragt mit einem Teil in die Senkungsmulde hinein.

Von großer Bedeutung sind ferner die bei Senkungsmulden auftretenden Zerrungen und Pressungen. Abb. 7 zeigt die Wirkung von Pressungen am Ziegelmauerwerk eines Bachlaufes der Emschergenossenschaft. Die zusammengepreßte Erde schob das in ihr liegende Bauwerk unter Zerstörung zusammen.

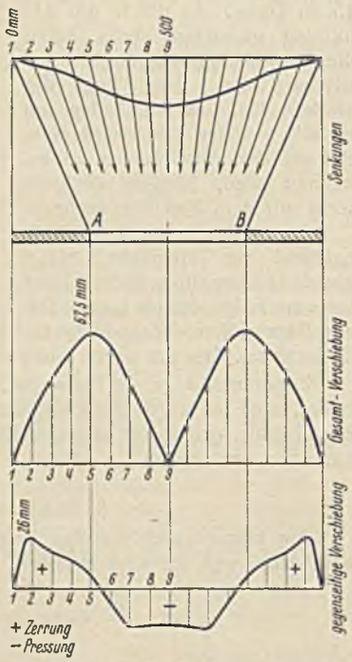


Abb. 6. Senkungsmulde nach Keinhorst.

Abb. 8 gibt den gleichen Bachlauf an einer anderen Stelle einige Jahre später wieder. Durch das Absinken war der Bachlauf verschlammt. Bei einer Vertiefung wurden die dargestellten Pressungsschäden sichtbar.

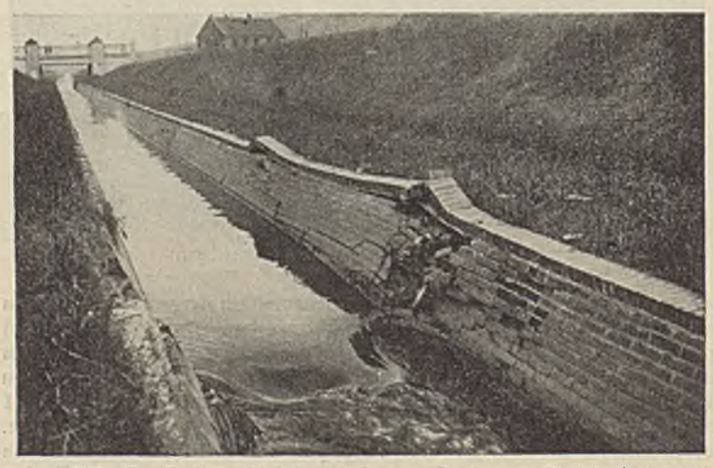


Abb. 7. Zerstörungen des Mauerwerkes eines Bachlaufes durch Pressungen.

An die Erdoberfläche können gleichzeitig die Wirkungen von zwei oder mehr Grubenbauen ausstrahlen, die sich dann überlagern. Meist wird es daher nicht genügen, ein Bauwerk nur für eine bestimmte Lage in einer Mulde zu untersuchen und zu bemessen, vielmehr müssen mehrere oder alle der beschriebenen Lastbilder berechnet werden.

Abb. 8. Pressungserscheinungen am Mauerwerk eines infolge von Senkungen verschlammten Bachlaufes.

II. Berechnung der Kräfte.

1. Zerrungen und Pressungen.

Die manchmal vertretene Meinung, man könne die bei den Bewegungen der Erdoberfläche auf die Bauwerke ausgeübten Kräfte nicht ermitteln, teile ich nicht, wenn natürlich auch das Ergebnis der Rechnung mit den Annahmen schwankt.

Zunächst sollen die Wirkungen der waagerechten Bewegungen betrachtet werden. Die Kräfte bei Pressungen müssen nach den soeben betrachteten Beispielen erheblich sein. Sie werden an der Oberfläche des Gründungskörpers von der Erde auf das Bauwerk übertragen. In der

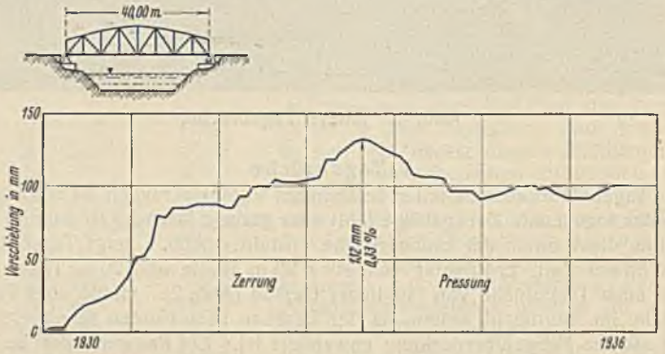


Abb. 9. Verschiebung der Widerlager einer Brücke.

Fachliteratur wird angegeben, daß die übertragene Kraft gleich der Reibungskraft sei, d. h. aus dem Gewicht des Bauwerks und dem Reibungsbeiwert ermittelt werden könne. Bei leichten Bauteilen, z. B. bei Straßenbordsteinen, Bahnsteigkanten, auch bei Rohrleitungen usw., gerät man bei dieser Rechnung in Widerspruch mit der Praxis. Die vom Erdreich an die Bauteile abgegebenen Kräfte müssen viel größer sein, da sonst die beobachteten Zerstörungen nicht denkbar sind. Mit den Reibungskräften allein herrührend vom Gewicht können auch die bei Betonfahrbahnen von Straßen früher sich einstellenden Risse infolge von Schwinden oder von Temperaturänderungen nicht erklärt werden. Nach neueren Erkenntnissen der Baugrundforschung spielt neben dem Reibungsgewicht die Kohäsion des Bodens eine Rolle. Diese kann man nach Versuchen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, Berlin, zu etwa 0,25 kg/cm² annehmen. Wegen der Schwankungen der grundlegenden Werte ist zu empfehlen, bei Bauwerken von geringem Gewicht, d. h. bei Bodendrücken bis zu etwa 1 kg/cm² mit einer Gesamtreibungskraft von 1 kg/cm² auf der ganzen vom Erdreich berührten Fläche zu rechnen und sie bei schwereren Bauten auf etwa 2 kg/cm² zu erhöhen.

In langgestreckten zusammenhängenden Körpern, z. B. in Mauern u. dgl., summieren sich die vom Erdreich übertragenen Kräfte so lange, bis die Festigkeit des Baustoffes erschöpft ist. Soll das vermieden werden, so müssen Fugen an der Stelle angeordnet werden, wo die Baustoffbeanspruchung auf das zulässige Maß gewachsen ist. Läßt man z. B. bei Beton für den außergewöhnlichen und vorübergehenden Fall der bergbaulichen Einwirkung eine Beanspruchung auf Druck von 100 kg/cm² und auf Zug von 20 kg/cm² zu, so ergibt sich der Fugenabstand zu

$$L = 100\,R \text{ für Pressung und}$$
$$20\,R \text{ für Zerrung,}$$

wenn R nach einem Vorbild aus der Hydraulik das Verhältnis Querschnittfläche F zu dem vom Erdreich berührten Umfang p ist.

Praktisch bedeutet dies, daß z. B. bei einer Abschlußmauer, deren Fundamente 0,5 m breit und 0,5 m tief sind, die Pressungsfugen 16 bis 17 m Abstand voneinander haben müßten. Zerrungsfugen müßten bei diesem Beispiel 3 bis 4 m Abstand haben. Er vergrößert sich sofort, wenn in das Fundament einige Eisen eingelegt werden, was schon wegen der noch zu behandelnden Biegungsbeanspruchung zweckmäßig ist.

Die Pressungen haben u. U. auch Beanspruchungen infolge passiven Erddrucks zur Folge. Im allgemeinen sind jedoch diese Kräfte ohne große Bedeutung.

Die Breite der Fugen für Pressungen ergibt sich aus der Größe der Bewegung, die erwartet werden kann. Als erstes Beispiel hierzu diene eine Beobachtung der Emschergenossenschaft an einer statisch bestimmt aufgelagerten Balkenbrücke über die Emscher (Abb. 9). Zerrungen und Pressungen der Erdoberfläche machen sich durch Verschiebung der Auflagerplatte am beweglichen Auflager bemerkbar. Als Abszisse ist die Zeit, als Ordinaten sind die monatlich festgestellten Verschiebungen aufgetragen. Man erkennt, daß die Widerlagerentfernung vom Jahre 1930 an im Laufe der ersten vier Jahre gewachsen ist, und zwar bis um die Größe von 132 mm. Es handelt sich also um Zerrungen. Die Entfernung hat danach wieder abgenommen, d. h. es sind Pressungen eingetreten, allerdings in geringerem Umfange. Heute sind keine Bewegungen der Erdoberfläche mehr festzustellen. Auf die Gesamtlänge bezogen ist die Längenänderung etwa $^1/_3$ %.

In den letzten Monaten sind bei einem Bauwerk der Emschergenossenschaft Messungen angestellt worden, die einen Einblick in die fraglichen Verhältnisse geben. Abb. 10 stellt eine Luftbildaufnahme eines Pumpwerks an einem Bachlaufe dar. Dem Pumpwerk ist zur Aufnahme von Hochwasserspitzen ein Entlastungsbecken vorgelagert, das mit Beton ausgekleidet ist. Im Jahre 1936 zeigten sich im Beton Pressungsschäden nach Abb. 11, aus der deutlich zu erkennen ist, wie seitliche Drücke den Beton aufwölben. Eine andere Stelle gibt Abb. 12 wieder. Hier ist die Betondecke durch den seitlichen Schub gehoben worden, und nach dem Zerbrechen ist ein Teil der Platten wieder abgesunken. In Abb. 13 sind einzelne Beobachtungen ausgewertet worden. Die dicken Linien im Lageplan geben die Senkungen an, die in einem halben Jahre gemessen wurden. Sie betrugen in einer Ecke nicht weniger als 600 mm. Darunter ist ein Querschnitt des Beckens aufgetragen mit einzelnen Meßpunkten, noch tiefer die Lage der Meßpunkte bei drei in Abständen von etwa $^1/_4$ Jahr vorgenommenen Messungen, und zwar in verzerrtem Maßstabe. Ferner sind von der Grundlinie aus die auf die Teilstrecken bezogenen Verkürzungen als schraffierte Flächen aufgetragen. Die Bewegung hat sich vorwiegend an zwei Stellen ausgewirkt, und zwar beträgt die Gesamtlängenänderung in dem dargestellten Querschnitt 21 cm auf rd. 58 m Gesamtlänge, d. h. rd. 0,4 %. Auf einer kurzen Strecke betrug die Verkürzung sogar 0,9 % der Länge.

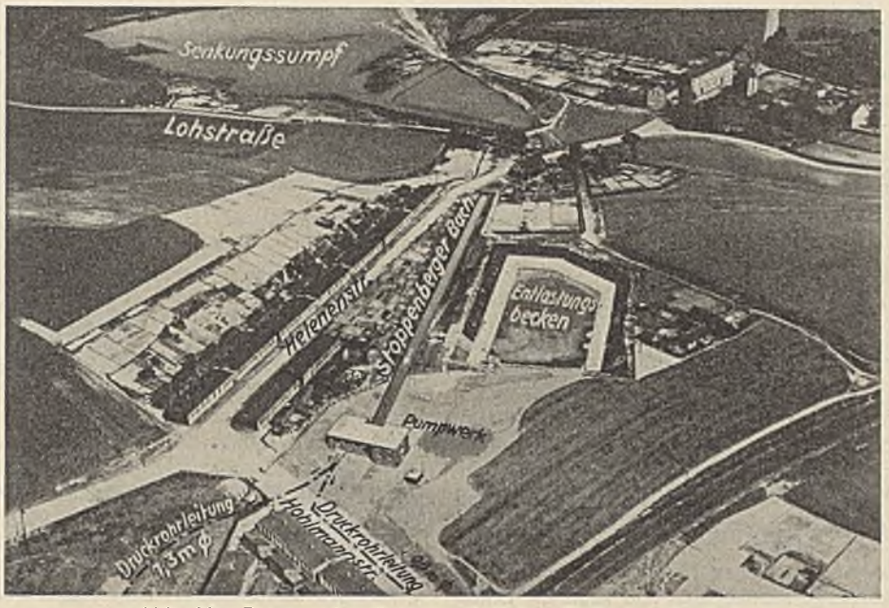


Abb. 10. Pumpwerk mit vorgeschaltetem Entlastungsbecken.
Hansa-Luftbild Nr. 42 666, freigegeben durch R. L. M.

Zweckmäßig richtet man sich auf Längenänderung bis zu 1 % ein. Es können zwar u. U. ausnahmsweise auch noch größere Bewegungen eintreten, doch ist ihre Berücksichtigung bei der Seltenheit nicht notwendig.

2. Biegungsmomente.

Wie oben schon bemerkt, können Bauwerke in einer Mulde eine Unterhöhlung des Fundaments am Rande oder in der Mitte erfahren. Soviel mir bekannt ist, hat solche Fälle zum erstenmal Mautner rechnungsmäßig verfolgt und die Ergebnisse veröffentlicht. Der Gedanke, den er dabei hatte, ist folgender:

a) Auskragen. Bei gleichmäßiger Lastverteilung eines Bauwerks nimmt man bekanntlich auch einen gleichmäßig verteilten Bodendruck an. Wird das Bauwerk seitlich unterhöhlt, so wächst infolge der entstehenden Außermittigkeit der Bodendruck an der Kante. Er wächst so lange, bis die Bodenfestigkeit erschöpft ist. Die Auskragung nimmt dann nicht weiter zu, da der Boden an der Kante fortgedrückt wird, und das Bauwerk beginnt sich schief zu stellen. Der Baukörper erfährt somit ein Kragmoment, dessen Größe abhängig ist von der ursprünglich gleichmäßig verteilten Bodenpressung und von der Festigkeit des Bodens, die man auch Grenzbelastung nennt.

In Abb. 14 ist das Anwachsen der Kantenpressung infolge der Unterhöhlung dargestellt. Als Abszissen sind die Kragarme, als Ordinaten die Kantenpressungen gewählt. Es sind zwei Bereiche zu unterscheiden, deren Grenze in der Mitte bei $^1/_4$ der Bauwerklänge liegt, weil im linken Bereich nach den üblichen Annahmen die Bodendruckfigur ein Trapez, im rechten Teil ein Dreieck ist. Der Kantendruck wächst zuerst schwach, dann stärker und erreicht bei halber Auskragung den Wert unendlich. Bei einer Kraglänge von $^1/_3$ erreicht die Kantenpressung den vierfachen Wert des ursprünglichen Bodendruckes.

Mit Hilfe der Abb. 14 ist für jeden Wert des Verhältnisses $\frac{\max p}{p_m}$ der größte Kragarm festzustellen. Die Kragmomente sind in der allgemeinen Form $\frac{M}{L^2}$ in Abb. 15 dargestellt. Aus ihr ist zu erkennen, daß eine falsche Wahl der Bodenfestigkeit $\max p$ bei geringen ursprünglichen Bodendrücken p_m z. B. bei $p_m = 1$ kg/cm² nur geringe Bedeutung für das Kragmoment hat, weil sich in diesem Falle nur wenig voneinander abweichende Momente ergeben. Bei hohen Ursprungsbodendrücken dagegen liegen die Kurven weit auseinander. Bemerkenswert ist, daß der Scheitel jeder Kurve bei dem Wert

$$p_m = \frac{1}{4} \cdot \max p$$

liegt. Nach Abb. 14 entspricht dies einem Kragarm von $^1/_3$ der Bauwerklänge. Kennt man demnach die Bodenfestigkeit $\max p$ und wählt die Bodenpressung p_m zu $^1/_4 \max p$, so ergibt sich

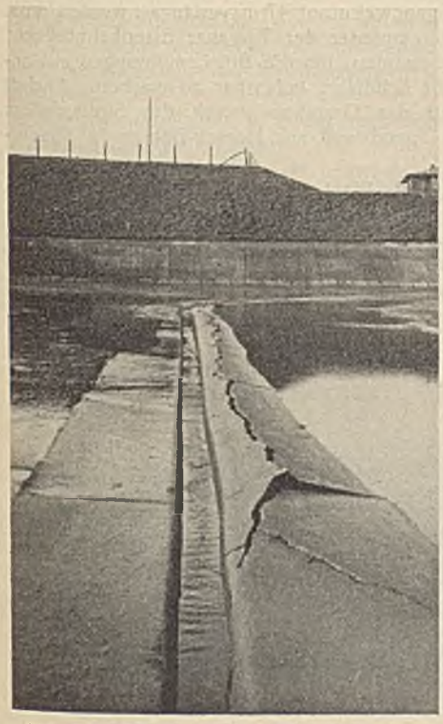


Abb. 11. Pressungserscheinungen an der Sohle des Entlastungsbeckens.

Abb. 12. Pressungen auf der Berme des Entlastungsbeckens.

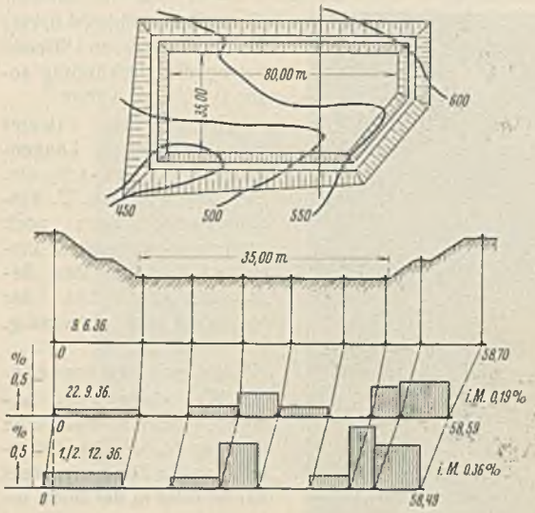


Abb. 13. Pressungen an einem Staubecken.

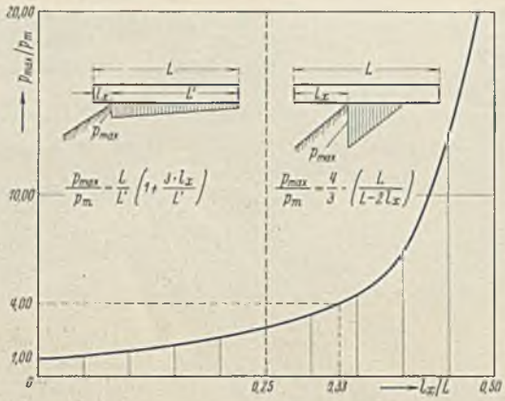


Abb. 14. Anwachsen des Bodendruckes beim Auskragen eines Balkens.

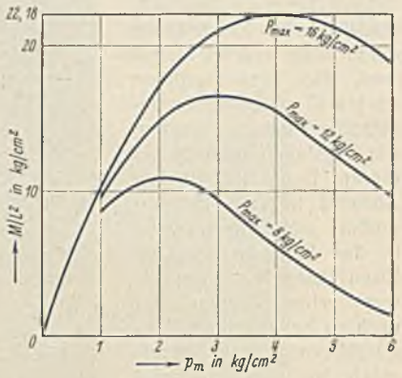


Abb. 15. Kragmomente.

das Größtmoment für $l_x = 1/3\,L$. In diesem Falle braucht man also zur Ermittlung des größtmöglichen Kragmomentes nur eine Unterhöhlung von $1/3$ der Gesamtlänge anzunehmen und kann die Untersuchung anderer Lastfälle ersparen. — Leider sind unsere Kenntnisse über die Grenzbelastung max p nicht sehr groß. Ihre Größe hängt z. B. von der Tiefe unter der Erdoberfläche und von der Größe der Lastfläche ab. Es sind Probebelastungen bekannt, die auch Mautner verwertet hat, bei denen die Bodenfestigkeit zu etwa 15 kg/cm² festgestellt wurde, aber es handelte sich dabei um kleine Lastflächen. Angesichts der unsicheren Unterlagen dürfte sich im allgemeinen empfehlen, zunächst mit Mautner den ursprünglichen Bodendruck möglichst hoch zu wählen und dann das Kragmoment für $1/3$ Auskragung zu berechnen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1936.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 11.)

4. Elbegebiet und Mittellandkanal.

Elbe.

In der 120 km langen Stromstrecke des Landes Sachsen wurde die Feinregulierung des Niedrigwasserbettes der Elbe vorwiegend auf fünf Strecken von zusammen 15 km Länge weitergetrieben, und zwar bei Dresden-Blasewitz bis Kaditz (2. Teilstrecke), bei Kötzschenbroda, bei Meißen-Zehren (1. Teilstrecke), bei Moritz-Kreinitz (1. Teilstrecke) und bei Kreinitz. Die Arbeiten bestanden zur Hauptsache in dem Sohlen- und Gefälleausgleich durch Abbaggern von Untiefen und Ausfüllen von Übertiefen sowie in der Umformung der zu breiten und flachen Querschnitte in solche von geringerer Weite und größerer Tiefe. In der Nähe von Riesa mußten zur Herstellung des Regelquerschnittes größere Felsabtragungen mit einem schwimmenden Schlagmeißelgerät ausgeführt werden. Obwohl in der ersten Hälfte des Jahres höhere Wasserstände die Arbeiten behinderten, konnte der Baupfan doch bis auf geringe Restarbeiten durchgeführt werden. Der Gesamtaufwand für die sächsische Elbestrecke belief sich auf 1,6 Mill. RM.

Im Bezirk des Wasserbauamts Torgau sind im Jahre 1936 fünf Baumaßnahmen für die Niedrigwasserregelung in Angriff genommen worden.

Der Ausbau bei „Alt-Belgern" (km 133,3 bis 134,0) ist als Versuchsstrecke gedacht. Er liegt in einem Übergang des Stromes vom linken zum rechten Ufer, in dem infolge unzureichender Stromführung für die Schiffahrt sehr hinderliche Mittelsänder vorhanden sind.

Es soll hier die Wirkung der auf den ganzen Ausbaustrecken der Elbe beim Feinausbau, d. h. nach Fertigstellung aller Grobausbauten, vorgesehenen Kopfschwellen erprobt werden. Die Kopfschwellen kommen daher in „Alt-Belgern" sofort zum Einbau.

Die Regelung „unterhalb Strehla" (km 138,00 bis 139,15) sieht das Beseitigen von zwei im Abstande von nur 1 km aufeinanderfolgenden Übergängen vor, zwischen denen eine flache Gegenkrümmung mit 3000 m Halbmesser liegt.

Der Entwurf plant statt dessen eine gleichmäßig verlaufende Krümmung mit $R = 3000$ m, die dadurch erreicht wird, daß die oberhalb der Übergänge liegende Krümmung mit 400 m Halbmesser eine Abflachung auf 1100 m Halbmesser erhält, wobei der Strom im Bereich dieser Krümmung um seine ganze Breite zurückverlegt wird.

Für diese Arbeiten, die 1 250 000 RM erfordern, ist eine mehrjährige Bauzeit vorgesehen. 1936 wurden die ungünstigsten Stellen im unteren Übergang beseitigt.

Die Regelung bei „Weßnig" (km 148,0 bis 149,5) bezweckt ebenfalls die Beseitigung eines schlechten Übergangs, der durch seine Mittelsänder bei den niedrigen Wasserständen der vergangenen Jahre vielfach die Schiffahrt lahmlegte. Durch Vorziehen eines gerade auslaufenden Deckwerks und durch die Anlage von Zwischenbuhnen wird dem Strom eine bessere Führung und größere Spülkraft gegeben.

Die Verbreiterung der Einfahrt zum „Torgauer Hafen" bei km 154,15 ist erforderlich, weil bei niedrigen Wasserständen größere Schleppdampfer mit seitlichen Schaufelrädern den Hafen nicht anlaufen können. Die Einfahrt wird um rd. 12 m verbreitert, wobei auch die über die Einfahrt führende Fußgängerbrücke von 35 m Spannweite auf 47 m verlängert werden muß.

Die Steinvorlage am „Strompfeiler der Torgauer Eisenbahnbrücke" bei km 155,52 muß beseitigt werden, um die Brückenöffnungen auf annähernd ganzer Breite für die Schiffahrt befahrbar zu machen. Anstatt durch die Steinvorlage wird das Grundmauerwerk des Strompfeilers nunmehr durch eine eiserne Spundwand aus Hoesch-Bohlen in Sonderstahlausführung gesichert.

Im Bezirk des Wasserbauamts Wittenberg wurden 1936 drei Baumaßnahmen ausgeführt. In der Ausbaustrecke „Merschwitz" (km 186,5 bis 188,93) werden mit den bereitgestellten 300000 RM die Streichlinien verlegt. Dabei wird die flache Krümmung durch Verlängern der rechtseitigen und durch Verkürzen der linkseitigen Buhnen verstärkt. Die versandete Fahrrinne mußte im Interesse der Schiffahrt teilweise ausgebaggert werden.

Abb. 37. Elbeausbau bei Gollin. Abbaggern des linken Ufers. Vorbau des rechtseitigen Deckwerks im Schutze von Packwerkbuhnen.

Abb. 38. Elbeausbau.
An Land gezogene Wassereiche.

In der Ausbaustrecke „Gallin" (km 205,4 bis 207,2) wird mit 620 000 RM Kostenaufwand ein Abflachen der starken Krümmung von 370 m Halbmesser, in der bei Niedrigwasser nur eine schmale tief ausgekolkte Fahrrinne am rechten Ufer vorhanden war, auf 600 m Halbmesser durchgeführt. Der stark vorspringende Sand des linken Ufers wurde abgebaggert, das rechtseitige Deckwerk durch Aufbringen von Baggerboden hergestellt (Abb. 37), wobei zum Schutze des Bodens Packwerksbuhnen als Hilfsbuhnen vorgezogen wurden. Das rd. 760 m lange Deckwerk, das rd. 160 m lange Leitwerk für das Fischereifeld und die oben und unten anschließende Streichlinienverlegung wurden fertiggestellt.

In der Ausbaustrecke „Hohndorf" wurde der 1935 angefangene Grobausbau von km 207,8 bis 210,2 fertiggestellt. Dabei wurden der untere Teil des rechtseitigen Deckwerks und das anschließende Leitwerk zur Verlegung der Streichlinie, die Buhnenverlängerungen und -verkürzungen ausgeführt. Die beiden Fischereifelder im Schutze des Leitwerks wurden auf Elbsollsohle ausgebaggert.

Von der Anhaltischen Wasserbauverwaltung wurde der grobe Ausbau des 3,15 km langen Coswiger Bogens mit einem Kostenaufwande von 1 Mill. RM ausgeführt. Zu den Arbeiten wurden mit gutem Erfolge 300 bis 400 Zuchthäusler herangezogen, da hier die Gewinnung der erforderlichen freien Arbeiter schwierig war.

Im Bereich des Wasserbauamts Magdeburg wurden vier Baumaßnahmen durchgeführt.

In der Stromstrecke „Dornburg" (km 297,0 bis 301,0) fließt die Elbe aus einer flachen Linkskrümmung in eine 1,5 km lange gerade Stromstrecke und aus dieser in einen scharf links gekrümmten Bogen. Durch die Regelungsarbeiten sollen die Fahrrinnenspaltungen und falschen Übergänge beseitigt werden. Im Jahre 1936 ist durch Bau von zwei Deckwerken von zusammen 925 m Länge und durch Verlängern von Buhnen eine Gegenkrümmung gebaut, wofür 650 000 RM zur Verfügung standen; im nächsten Baujahr soll die scharfe Linkskrümmung beseitigt werden. Die Bauarbeiten wurden anfangs durch das Anschneiden zahlreicher Wassereichen erschwert (Abb. 38).

In der Ausbaustrecke „Lostau" (km 336,0 bis 337,6) wurden die 1935 begonnenen Arbeiten fortgesetzt, wofür 600 000 RM zur Verfügung stehen. Die gesamte Bodenbewegung von 400 000 m³ ist restlos durchgeführt. Das Deckwerk oberhalb der Ehlemündung (rechtes Ufer) ist fertiggestellt. Die Pflasterungen an der neuen Ehlemündung, die geradlinig durch die Deckwerkschüttungen durchgeführt ist, werden zur Zeit hergestellt.

Die beiden Leitwerke und die Leitwerksbuhnen sind in Packwerk fertig vorgetrieben; die Böschungsarbeiten werden zur Zeit ausgeführt (Abb. 39).

Die Gesamtarbeiten in dieser Ausbaustrecke werden im Frühjahr 1937 planmäßig beendet werden.

In der Ausbaustrecke „Hohenwarte" (km 337,6 bis 340,5), für die 450 000 RM zur Verfügung standen, ist das Deckwerk auf dem linken Ufer (515 m) bis auf die obere Pflasterung fertiggestellt worden.

Auf dem linken Ufer sind drei Buhnen abgebrochen worden. Das alte Deckwerk auf dem rechten Ufer unterhalb der Fähre ist beseitigt.

Abb. 39. Elbeausbau bei Lostau.
Blick auf die Leitwerk und Leitwerkfelder.

Die Böschungen für das neue Deckwerk sind zum Teil hergerichtet. Der Bau von acht Buhnen ist im Gange.

In der Ausbaustrecke „Niegripp I" (km 340,5 bis 344,5) wurden die 1935 begonnenen Arbeiten weitergeführt, wofür 430 000 RM bereitgestellt wurden. Das Deckwerk auf dem linken Ufer oberhalb der Glindenberger Verladestelle ist jetzt fertiggestellt. Das Deckwerk unterhalb dieser Ladestelle muß noch auf 300 m Länge umgelegt werden.

Das Deckwerk oberhalb der Elbverbindung Niegripp ist im Bereich des abzubrechenden alten Deckwerks bereits fertiggestellt. Das Deckwerk im Bereich der Buhnenfelder unmittelbar oberhalb des Schleusenkanals wird im Unternehmerbetrieb ausgeführt. Der Boden wird aus dem Schleusenvorhafen entnommen.

Das Deckwerk unterhalb des Schleusenkanals (rechtes Ufer) wurde im Eigenbetriebe fertiggestellt; ebenso das Leitwerk in dem Buhnenfeld unterhalb dieses Deckwerks.

Mit einem Schüttgerät sind etwa 12 000 m³ Böschungsfläche mit Steinknack (15 cm) und Schüttsteinen (30 cm) gesichert worden. Mit diesem Gerät war es möglich, ohne Nacharbeiten die Steine gleichmäßig stark auf die Böschungen aufzubringen, wie Nachpeilungen ergeben haben.

Im Bezirk des Wasserbauamts Tangermünde wurden die 1935 begonnenen Arbeiten auf der Ausbaustrecke „am Polten" fortgesetzt, sie stehen vor dem Abschluß. Zunächst mußte der Verbau der Übertiefen in der scharfen Krümmung durch Sinkstücklagen und Steinbaustoffe ergänzt werden, da sich neue Kolke zwischen den Sinkstückschwellen gebildet hatten. Da sich im Frühjahr neue Versandungen zeigten, ist die ganze Strecke auf volle Sohlenbreite in diesem Jahre noch einmal durchgebaggert worden. Weiterhin sind die Buhnen auf einen Streichlinienabstand von 160 m vorgezogen.

Von dem unterhalb anschließenden Bauvorhaben „Ferchland" wurde die obere Teilstrecke an der Kanalmündung Parey als vordringlich in Angriff genommen, um die alljährlichen starken Versandungen vor der Mündung des verkehrsreichen Plauer Kanals zu verhindern. Da hier die

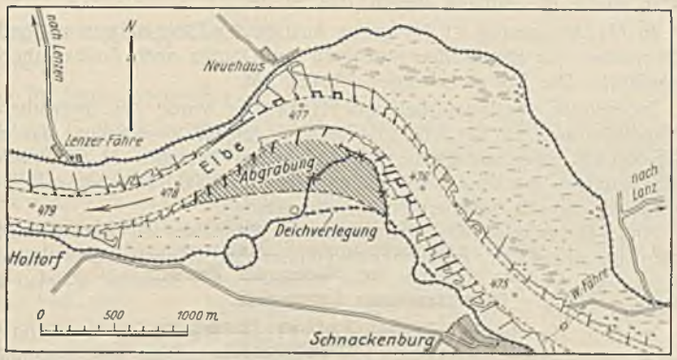


Abb. 40. Elbeausbau am „bösen Ort". Lageplan.

Streichlinien auf über 2 km Länge nahezu geradlinig verlaufen und infolgedessen die Strömung keine sichere Führung hat, mußten die Streichlinien weitgehend geändert werden. Durch entsprechendes Zurücklegen der Streichlinie oberhalb und unterhalb der Kanalmündung soll eine angemessene Schlängelung des Mittelwasserbettes erreicht werden, und zwar so, daß die Kanalmündung selbst gerade noch in das Krümmungsstück fällt. Die Ausführung wird zwei Baujahre in Anspruch nehmen.

1936 wurde das Deckwerk oberhalb des Kanals bis zu 25 m landeinwärts mit einem Halbmesser von 2500 m zurückverlegt, am gegenüberliegenden Ufer wurden die Buhnen bis zu 35 m vorgezogen.

Für diese Arbeiten, die einem Unternehmer übertragen sind, standen 420 000 RM zur Verfügung.

Als drittes Bauvorhaben im Bezirk Tangermünde ist die Strecke „oberhalb Arneburg" (km 398,6 bis 400,96) zu nennen. Hier genügt die planmäßige Einschränkung des Streichlinienabstandes von 188 m auf 170 m, um eine einwandfreie Streichlinienführung zu erzielen. Außerdem war ein Kiesheger bei km 400 zu beseitigen. Auf dem linken Ufer mußten 18 Buhnen verlängert werden.

Auf der 1935 ausgebauten Strecke „Dom Mühlenholz" (km 420,7 bis 424,6) waren nur noch einige Restarbeiten auszuführen. An der Mündung des Havelberger Schleusenkanals waren die erwarteten Fahrwassertiefen noch nicht eingetreten, und es bedurfte umfangreicher Baggerungen.

Im Bezirk des Wasserbauamts Wittenberge wurde an neuen Bauvorhaben der Ausbau bei Abbendorf-Gnevsdorf (unterhalb der Havelmündung) begonnen. Als erste Rate sind hierfür 485 000 RM eingesetzt. Das Strombett wird um etwa 30 m auf einen Streichlinienabstand von 196 m eingeschränkt.

Auf der Neubaustrecke „am bösen Ort" (km 475 bis 480,6) wurde im Anschluß an die 1935 ausgebaute Teilstrecke bei Holtorf mit dem Ausbau der scharfen Krümmung bei km 477 begonnen, deren Krümmungshalbmesser von 625 m auf 725 m vergrößert wird (Abb. 40). Die wichtigsten

und schwierigsten Arbeiten am rechten Ufer nähern sich dem Abschluß; sie bestehen aus einem Deckwerk von rd. 490 m Länge und einer Reihe vorgezogener und zwischengebauter Buhnen. Die Ergänzung der Buhnen wurde hier zur Förderung der Fischerei, die in der scharfen Krümmung mit ihren großen Tiefen ertragreiche Fangplätze besitzt, teils durch ein 90 m langes Leitwerk, teils durch Hakenbuhnen bewirkt. Für das Bauvorhaben standen 595 000 RM zur Verfügung.

Auf der Strecke Vietze—Kl. Wootz (km 488,0 bis 492,5) wurden die Arbeiten fortgesetzt. Insbesondere wurde das linkseitige Deckwerk bei Gorleben von 250 m Länge vorverlegt. Auch auf der Strecke bei Kietz (km 492,5 bis 498,0) konnten die Arbeiten so gefördert werden, daß für das nächste Jahr nur noch ein geringer Rest verbleibt. Insgesamt werden auf den genannten Strecken 62 Buhnenverlängerungen (um 30 bis 40 m), 4 Zwischenbuhnen, 5 Hakenbuhnen, 90 lfdm Leitwerk und 740 lfdm Deckwerk ausgeführt.

Nach Fertigstellen der Bauvorhaben „am bösen Ort" und Kietz wird der Grobausbau der Niedrigwasserregelung auf einer zusammenhängenden Strecke von 24 km Stromlänge (km 474 bis 498) durchgeführt sein. Innerhalb dieser Strecke kommt jetzt auch ein Versuchstück für den Feinausbau durch Kopfschwellen bei km 484,5 bis 488,0 zur Ausführung.

Daneben laufen zwei größere Arbeiten im Ufergelände des Stromes, die durch den Reichsarbeitsdienst ausgeführt werden. Dazu gehört die 1935 begonnene Deichverlegung und Vorlandabgrabung unterhalb Schnackenburg, deren Umfang aus Abb. 40 hervorgeht, und die jetzt begonnene Vorlandabgrabung oberhalb Gorleben bei km 489,5 bis 491,3.

Die Arbeiten der Niedrigwasserregelung werden hier im Eigenbetrieb ausgeführt. Außer den zwei Abteilungen Reichsarbeitsdienst waren bei den Neubauten des Wasserbauamts Wittenberge rd. 400 Neubauarbeiter tätig. Eine wesentliche Steigerung der Leistungen wurde — trotz des bereits fühlbaren Mangels an Arbeitern — durch Beschaffen von Zusatzgeräten mit Motorantrieb, wie Förderbändern und Spülpumpen, erzielt. Sie dienen zum beschleunigten Entleeren der Klappschuten und zum Einspülen des in die Buhnen eingebauten Sandes.

In Mecklenburg ist der grobe Ausbau der Elbe nahezu vollendet. 1936 wurden nur unmittelbar unterhalb von Dömitz noch Ausbauarbeiten ausgeführt. Die Kosten betrugen 350 000 RM.

Im Bereich des Wasserbauamts Hitzacker wurde das Bauvorhaben „Stiepelse" von km 541,5 bis km 549,8 in Angriff genommen, das mit 1 695 000 RM veranschlagt ist. Die Arbeiten bestehen in 92 Buhnenverlängerungen mit einer Gesamtlänge von rd. 3000 lfdm Buhnenkörper; sie konnten bereits annähernd vollendet werden.

Nach Beendigung des Bauvorhabens „Stiepelse" ist der vorläufige grobe Ausbau auf einer zusammenhängenden Strecke von km 538 oberhalb Darchau bis km 595 oberhalb der Mündung der Ilmenau — also auf rd. 57 km Länge — im wesentlichen fertiggestellt.

In dem der Wasserstraßendirektion Hamburg unterstellten Gebiet wurde die Verbesserung der Streichlinienführung und Einengung des Mittelwasserquerschnitts von Schwinde bis Laßrönne im wesentlichen durch Buhnenverengungen vollendet. Es standen hierfür 550 000 RM zur Verfügung.

Mittellandkanal.

Die im Jahre 1933 begonnenen Arbeiten zur Sicherung der gefährdeten Böschungen im tiefen Einschnitt bei Wenden — Kanalbauamt Braunschweig — durch Einpressen von Zement in die Spalten und Klüfte

Abb. 41. Schleusen Allerbüttel-Sülfeld.
Blick in den oberen Vorhafen der Südschleuse.

des anstehenden Tones und in die Gleitflächen des überlagernden Geschiebemergels wurden fortgesetzt. Eine größere und mehrere kleinere Rutschungen zwangen dazu, die ursprünglich 1 : 1,5 angelegten Böschungen im Deckgebirge zur Entlastung des darunterliegenden Kreidetones überall auf etwa 1 : 3 abzuflachen. Die erforderlichen Arbeiten sind im Gange.

Die Betonarbeiten an den Schleusen Allerbüttel-Sülfeld (Abb. 41 u. 42) konnten beendet werden. Da bei den großen in einem Arbeitsgang hergestellten Baukörpern infolge von Temperaturspannungen Risse auftraten, wurde bei einzelnen Blöcken versuchsweise der Beton mittels eingebauter, vom Wasser durchströmter Rohre gekühlt, wodurch eine wesentliche Verminderung der Abbindetemperatur erreicht wurde.

Sämtliche Tore und Schütze wurden eingebaut (Abb. 43) und die Aufbauten der Unterhäupter, die außer dem Antrieb der Untertore die Schaltanlage für die Steuerung aller beweglichen Teile aufnehmen, im Rohbau fertiggestellt. Nahezu fertig ist auch das Pumpwerk (Abb. 44) mit den zugehörigen Rohrleitungen, durch die das nicht in den Sparbecken aufgespeicherte Schleusungswasser in die obere Haltung zurückgepumpt wird.

Die durch den Schleusenbau bedingte Verlegung der Reichsbahnstrecke Berlin—Hannover wurde planmäßig im Frühjahr 1936 fertiggestellt und mit den vier Brücken über die unteren Einfahrten beider Schleusen dem Verkehr übergeben. Mit dem Inbetriebnehmen der Schleusen ist nach Fertigstellen der elektrischen Einrichtung und Ausproben aller Antriebe für den Sommer 1937 zu rechnen. Die Erdarbeiten wurden bis auf das Beseitigen der Trennungsdämme zwischen den Vorhäfen und den angrenzenden Kanalhaltungen beendet.

Im anschließenden Teile der unteren Haltung wurden die beiden Feldwegbrücken bei Sandkamp fertiggestellt. Sie überbrücken den Kanal mit Fachwerkträgern von 48 m Stützweite und die danebenliegende zweigleisige Reichsbahnstrecke mit geschweißten Blechträgern von 32 m Stützweite und 2,2 m Höhe, die in einem Stück zur Baustelle angeliefert und in Zugpausen hochgezogen wurden (Abb. 45).

Die Düker im Zuge des Viehtrifft-, Weyhäuser- und Schwarzen Weges und des Grenzgrabens wurden fertiggestellt.

Im Bereich des Kanalbauamts Oebisfelde ist der Kanal fertiggestellt.

In den Planfeststellungsbeschlüssen war der Reichswasserstraßenverwaltung die Auflage gemacht, den Kanal auf einer 13 km langen Strecke zu dichten, um Verwässerungen der anschließenden Ländereien durch

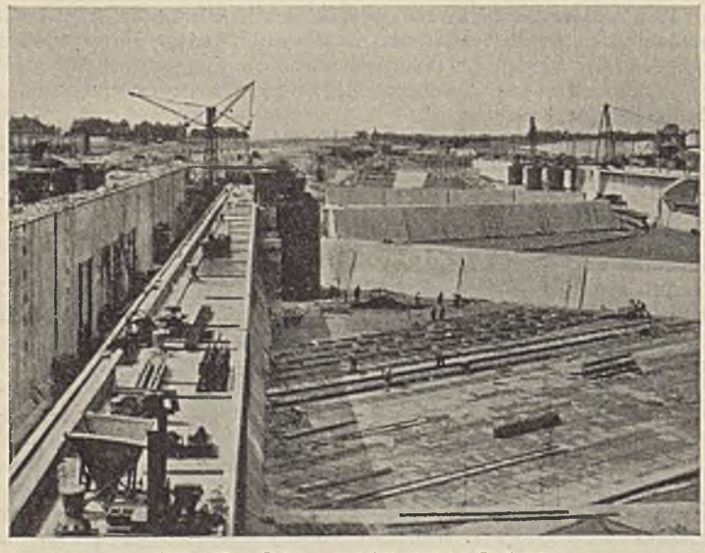


Abb. 42. Schleusen Allerbüttel-Sülfeld.
Blick auf die mittleren Sparbecken.

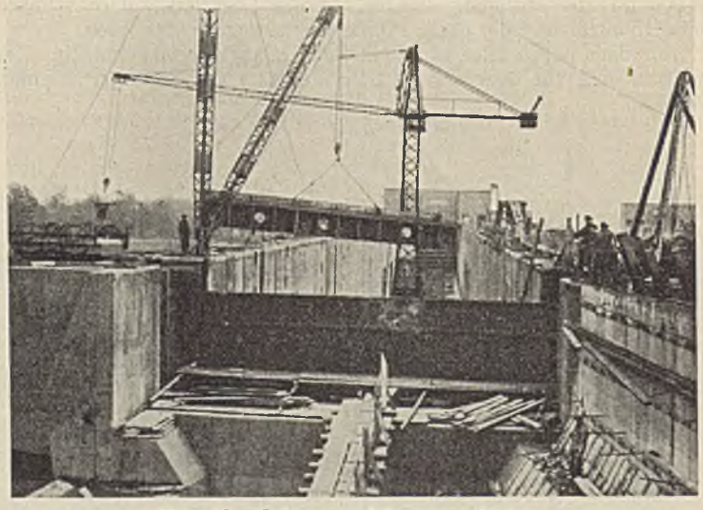


Abb. 43. Schleusen Allerbüttel-Sülfeld.
Aufstellen des Klapptors im Oberhaupt der Nordschleuse.

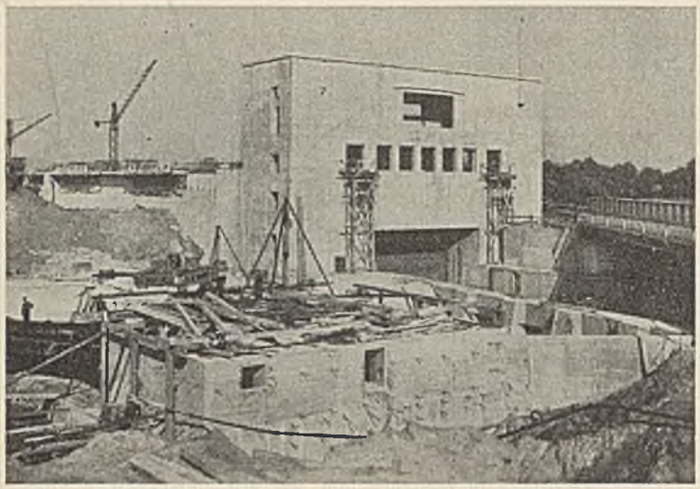


Abb. 44. Schleusen Allerbüttel-Sülfeld. Unterhaupt der Südschleuse.
Im Vordergrunde Blick auf das Pumpenhaus mit den drei austretenden Rohrsträngen.

den Kanal, dessen Wasserspiegel hier im Mittel um einige Dezimeter höher liegt als der Grundwasserstand, zu verhüten. Es war eine 10 cm dicke Steinschutzschicht mit Toneinschlämmung vorgesehen. Nach dem Entwurf hätte sie 930 000 RM gekostet.

Auf diese Dichtung ist verzichtet worden. Dadurch haben — auch unter Beachtung der Mehrpumpkosten wegen erhöhter Sickerverluste — erhebliche Ersparnisse gemacht werden können. Wo Verwässerungen auftraten, sind sie durch entsprechenden Ausbau der Kanalseitengräben und der sonstigen Vorfluter und durch Anlage einer Dränung beseitigt worden.

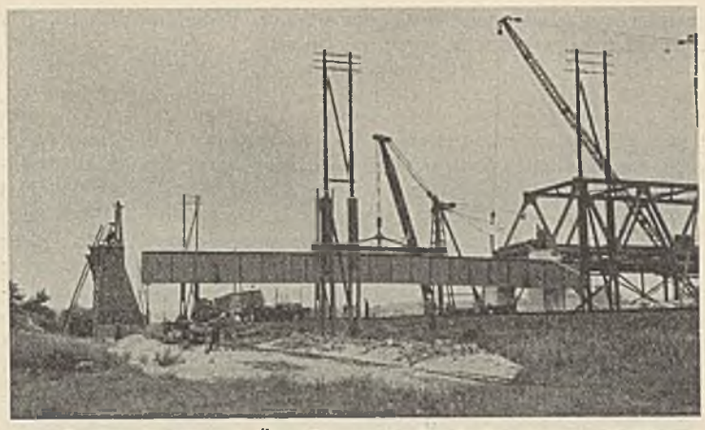


Abb. 45. Mittellandkanal. Überführung der Straße Sandkamp—Heßlingen über den Kanal und die Reichsbahnstrecke Berlin—Lehrte.

Die drei größeren Einlässe, die dazu dienen sollen, die Hochwasser der Aller[4]), der Ohre und der Wasserzüge des braunschweigischen Drömlings durch den Kanal unschädlich in die Elbe abzuführen, sind fertiggestellt. Mit dem Bau der anschließenden Vorfluter zur Hochwasserentlastung ist durch den 1934 gegründeten Aller-Ohre-Verband (Sitz Oebisfelde) begonnen worden.

Im Bereiche des Kanalbauamts Magdeburg ist die Kanalstrecke fertiggestellt. Der Bau der Kanalbrücke über die Elbe ist durch Herstellung des östlichen Endwiderlagers der Brücke eingeleitet.

(Fortsetzung folgt.)

[4]) Bautechn. 1936, Heft 41, S. 599.

Alle Rechte vorbehalten.

Bodenverfestigung durch Schwingungsrüttler.

Von Dr. A. Ramspeck.
(Deutsche Forschungs-Gesellschaft für Bodenmechanik.)

Das Verfahren der Bodenverfestigung durch erzwungene Schwingungen beruht darauf, daß durch die Schwingungen des Bodens die Reibung zwischen den Einzelkörnern teilweise aufgehoben wird. Die Körner lösen sich daher aus ihrem bisherigen Verbande, gleiten in Hohlräume und füllen diese allmählich aus. Damit wird der Porenraum des Bodens kleiner und seine Festigkeit erhöht.

1. Der Vorgang der Einrüttelung.

Der Erreger der erzwungenen Bodenschwingungen ist meistens eine Schwingungsmaschine, in der unausgewuchtete Massen paarweise in gegenläufige Umdrehungen versetzt werden. Dabei kann die Drehzahl in weiten Grenzen beliebig eingestellt werden. Ebenso lassen sich — wenigstens bei den Versuchsschwingern — entweder die Massen selbst oder der Abstand ihres Schwerpunktes von der Drehachse innerhalb gewisser Grenzen verändern. Durch die paarweise Gegenläufigkeit werden die waagerechten Fliehkräfte aufgehoben, so daß nur lotrechte Kräfte für die Schwingungserregung übrigbleiben. Ist m die gesamte unausgewuchtete Masse, r der Abstand ihres Schwerpunktes von der Achse, ω die Kreisfrequenz, so ist die lotrechte Wechselkraft

$$p = m\,r\,\omega^2. \tag{1}$$

(Wir lassen hier und bei allen anderen Formeln die von der Zeit t abhängigen Glieder unberücksichtigt.)

Durch diese Wechselkraft werden Schwinger und Boden in Schwingungen versetzt, deren Schwingweite, gemessen am Schwinger selbst, gegeben ist durch

$$A = \frac{p}{\sqrt{(\alpha^2 - \omega^2)^2 + 4\,\lambda^2\,\omega^2}} \cdot \frac{1}{M}, \tag{2}$$

wenn M die Masse des Schwingers, α die Eigenschwingungszahl des Schwingers auf der betreffenden Bodenart und λ eine Dämpfungskonstante ist[1]). Die Größe der Beschleunigung, die ein Bodenteilchen unter dem Schwinger infolge der Schwingungen erhält, ist bestimmt durch den Ausdruck $A\,\omega^2$.

Die Trägheitskraft p_t eines Teilchens, das gerade die Raumeinheit ausfüllt, ist, wenn D die Dichte des Bodens ist:

$$p_t = D\,A\,\omega^2. \tag{3}$$

Soll durch die Schwingungen das Teilchen aus seinem Verbande gelöst und in eine andere Lage gebracht werden, so muß die Trägheitskraft p_t größer sein als die Summe aller Kräfte, die das Teilchen in seiner ursprünglichen Lage festzuhalten bestrebt sind. Solche Kräfte sind die Kohäsion C, die Schwere des Teilchens $D \cdot g$ und die innere Reibung des Bodens $\sigma \cdot \operatorname{tg} \varrho$, wobei ϱ der Reibungswinkel und σ der Normaldruck auf die Fläche ist, längs der sich das Teilchen bewegen soll. Dieser Normaldruck setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Er ist zu einem Teil, den wir mit σ_0 bezeichnen wollen, auch dann vorhanden, wenn keine Schwingungen erregt werden. Ein zweiter Teil wird durch die Wechselkräfte des Schwingers bestimmt; er muß daher wie diese von ω^2 abhängen, und wir setzen ihn an mit $\sigma_1\,\omega^2$. Ziehen wir alle von der Drehzahl unabhängigen Kräfte zusammen in die Kraft K, so bleibt als Bedingungsgleichung für die Loslösung des Teilchens aus seinem Verbande übrig

$$p_t > K + \sigma_1\,\omega^2 \cdot \operatorname{tg} \varrho.$$

Setzen wir

$$\frac{K}{D} = a, \quad \frac{\sigma_1 \cdot \operatorname{tg} \varrho}{D} = b,$$

so erhalten wir die Bedingung

$$A\,\omega^2 > a + b\,\omega^2. \tag{4}$$

Diese Bedingung wird im allgemeinen nur erfüllt sein zwischen zwei Grenzen ω_1 und ω_2, die durch die Gleichung

$$(A - b)\,\omega^2 = a$$

gegeben sind.

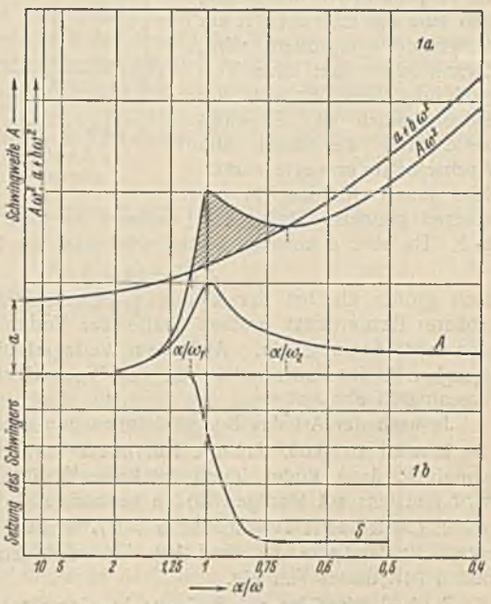


Abb. 1. Schematische Darstellung des Setzungsverlaufes eines Schwingers auf nichtbindigem Boden.
1a. Schwingweite A und die Funktionen $A\,\omega^2$ und $a + b\,\omega^2$; in dem schraffierten Teil ist die Bedingung $A\,\omega^2 > a + b\,\omega^2$ erfüllt. — 1b. Setzungsverlauf.

Abb. 1a zeigt schematisch den Verlauf der Funktionen $A\,\omega^2$ und $a + b\,\omega^2$ und ferner in willkürlichem Ordinatenmaßstabe die Schwingweite A. Die Abbildung zeigt den Bereich, in dem die Bedingung (4) für die Bodenverfestigung erfüllt ist. Sie zeigt ferner, daß die beiden Grenzen ω_1 und ω_2 den Punkt $\omega = \alpha$ einschließen, daß also eine Bodenverfestigung durch Schwinger im allgemeinen nur in der Umgebung der

[1]) Veröffentlichungen der Degebo, Heft 1. Berlin 1933, Julius Springer.

Eigenschwingungszahl des Schwingers auf dem Boden möglich ist. Da die Eigenschwingungszahl α gegeben ist durch

$$\alpha = \sqrt{\frac{\beta F}{M}},$$

wobei β die dynamische Bettungsziffer des Bodens, F die Grundfläche und M die Masse des Schwingers ist, so hängt die Lage des Drehzahlbereiches, in dem eine Verfestigung möglich ist, ab von der Bodenart und den Abmessungen und der Masse des Schwingers.

Durch die Verringerung des Porenraumes wird eine Einsenkung der Oberfläche des Bodens unter dem Schwinger bewirkt: der Schwinger „setzt sich". Nehmen wir in erster Näherung an, daß in dem Drehzahlbereich (ω_1, ω_2) die Größe der Setzung bei der Drehzahl ω verhältnisgleich ist dem Unterschiede $A\,\omega^2 - (a + b\,\omega^2)$, so können wir ein schematisches Bild der Setzungen, die zu Abb. 1a gehören, entwerfen. Es ist in Abb. 1b dargestellt und entspricht der Funktion

$$s = c \int_{\omega_1}^{\omega} [(A - b)\,\omega^2 - a]\,d\,\omega,$$

wobei c eine Konstante ist. Die Abbildung zeigt den allgemeinen Verlauf einer solchen „Setzungskurve". Wird die Drehzahl von ω_1 aus langsam gesteigert, so nimmt die Setzung des Schwingers zunächst schnell, dann langsamer zu bis zur Drehzahl ω_2. Hier ist der Grenzwert der Setzung erreicht, und weiteres Steigen der Drehzahl bewirkt keine weitere Setzung mehr. Abb. 2 zeigt ein Beispiel für eine Messung von Schwingweiten und Setzung auf einem feinsandigen Boden. Der Setzungsverlauf entspricht dem theoretischen Bild Abb. 1b. Wiederholt man denselben Versuch, so tritt nun auch innerhalb des Bereichs (ω_1, ω_2) keine neue Setzung mehr auf, da ja schon beim ersten Versuch die Umlagerung aller Körner, die durch die vorhandenen Kräfte aus ihrem Verbande gelöst werden konnten, bewirkt worden ist. Anders ist es, wenn bei einem neuen Versuch die Größe der unausgewuchteten Massen oder der Abstand ihres Schwerpunktes von der Achse, also kurz die Exzentrizität am Schwinger, vergrößert wird. Zwar wachsen bei einer Vergrößerung der Exzentrizität wahrscheinlich die Schwingweite und die durch die Wechselkräfte erzeugte zusätzliche innere Reibung in annähernd gleichem Maße, d. h., wenn A zu $k \cdot A$ wird, wird auch b zu $k \cdot b$. Da aber a konstant bleibt, wird jetzt der Unterschied

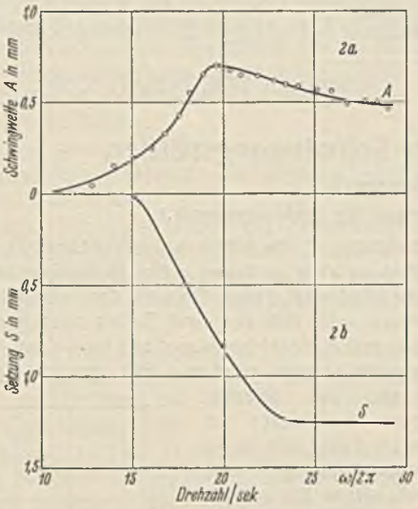


Abb. 2. Beispiel aus der Praxis.
2a Schwingweiten, 2b Setzungsverlauf, gemessen auf feinsandigem Boden.

$$A\,\omega^2 - (a + b\,\omega^2)$$

doch größer als bei der kleineren Exzentrizität. Es stehen also bei größerer Exzentrizität größere Kräfte zur Verfügung, infolgedessen tritt eine neue Setzung ein. Außerdem verlagert sich der Drehzahlbereich $(\alpha_1\ \omega_2)$ mit der Exzentrizität, da die Eigenschwingungszahl α von der Exzentrizität abhängt.

Je nach der Art des Bodens können nun drei Fälle eintreten:

1. a ist so groß, daß die Kurve $A\,\omega^2$ nirgends die Kurve $a + b\,\omega^2$ schneidet; dann findet überhaupt keine Einrüttelung statt. Dieser Fall wird meistens auf bindigen Böden beobachtet.

2. Die Kurve $A\,\omega^2$ schneidet $a + b\,\omega^2$ in zwei reellen Punkten. Dann entspricht der Setzungsverlauf Abb. 1b. Bei den meisten nichtbindigen Böden tritt dieser Fall ein.

3. $A\,\omega^2$ schneidet $a + b\,\omega^2$ nur in einem reellen Punkte, d. h. a ist so klein, daß nach dem ersten Schnittpunkte die Kurve $A\,\omega^2$ über $a + b\,\omega^2$ liegt. Dann wird kein Grenzwert der Setzung erreicht, wie hoch auch die Drehzahl gesteigert wird; bei wachsender Drehzahl des Schwingers wird der Boden immer weiter eingerüttelt. Diese Erscheinung wird nur auf sehr lockeren Böden beobachtet.

2. Die Nachprüfung der Verfestigung des eingerüttelten Bodens.

Durch die Einrüttelung des Bodens werden außer dem Porenraum auch die elastischen Konstanten des Bodens verändert und damit seine Festigkeit erhöht. Darauf beruht eine Anzahl von Untersuchungsweisen zur Nachprüfung der erreichten Verfestigung.

1. Nivellieren. Man nivelliert vor und nach der Einrüttelung die Bodenoberfläche ein und stellt so die Senkung fest, die die Oberfläche durch die Einrüttelung erfahren hat. Ist für die Tiefenwirkung der Schwingungen ein Anhalt gegeben, so kann man aus der Setzung der Oberfläche die Verringerung des Porenraumes roh abschätzen.

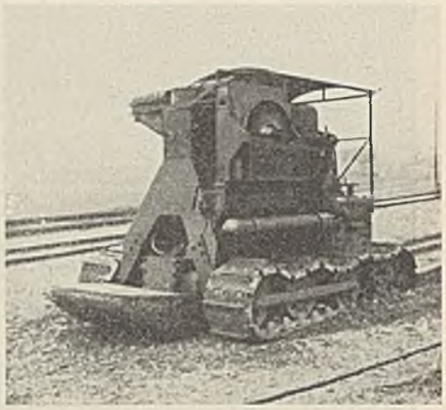


Abb. 3.

2. Bestimmung des Porenraumes. Vor und nach der Einrüttelung wird für eine Reihe von ungestörten Bodenproben der Porenraum bestimmt und damit die Verringerung des Porenraumes erhalten. Meist wird dabei die erhaltene Verdichtung ausgedrückt in Hundertteilen der größtmöglichen Verdichtung des betreffenden Bodens.

3. Da der Boden durch das Einrütteln verfestigt wird, muß sich seine dynamische Bettungsziffer und damit auch die Eigenschwingungszahl eines Versuchschwingers auf dem Boden nach der Einrüttelung erhöhen. Aus der Veränderung der Eigenschwingungszahl durch die Einrüttelung lassen sich demnach Schlüsse auf den erreichten Verfestigungsgrad ziehen.

4. Im eingerüttelten Boden ist die Packung der Körner dichter als im unbehandelten Boden; infolgedessen erhöhen sich innere Reibung und Kohäsion. In der Bedingung (4) wird $a + b\,\omega^2$ größer gegen $A\,\omega^2$, als es vor der Einrüttelung war. Der Setzungsverlauf eines Versuchschwingers wird nach der Einrüttelung anders sein als vorher, seine Gesamtsetzung wird durch Einrüttelung verringert.

5. Die bequemste Untersuchungsweise ist die Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen im Boden. Diese Ausbreitungsgeschwindigkeit wächst mit zunehmender Verfestigung, so daß ihre Größe geradezu ein Maß für den erreichten Festigkeitsgrad darstellt.

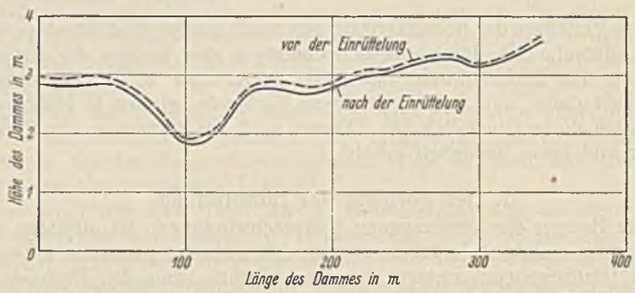


Abb. 4. Senkung der Krone eines Straßendammes infolge der Einrüttelung durch den Losenhausen-Schwinger, festgestellt durch Nivellement.

3. Beispiele aus der Praxis.

In der Praxis werden solche Schwingungsverfestigungen des Bodens von großen Rüttelmaschinen ausgeführt. Zwei Beispiele von Bodenverfestigungen durch den großen Losenhausenschen Schwingungsrüttler sollen eingehender beschrieben werden. Sein Gewicht beträgt rd. 25 t, seine Grundfläche 7,5 m². Die Drehzahl wird je nach der Bodenart gewählt, da ja nach Abb. 1a die beste Wirkung zu erwarten ist, wenn die Drehzahl so groß ist wie die Eigenschwingungszahl α. Auf den meisten Böden liegt diese Zahl für den großen Losenhausen-Schwinger bei 13 bis 16 Schwingungen je sek (Abb. 3).

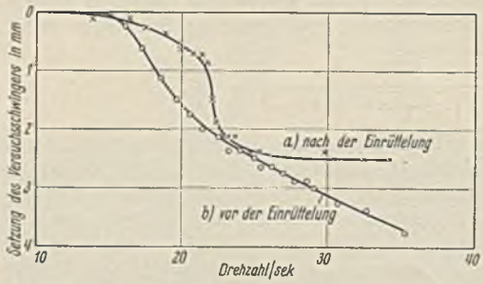


Abb. 5. Setzungsverlauf eines Versuchsschwingers auf dem Straßendamm der Abb. 4 vor und nach der Einrüttelung.

a) Die Einrüttelung eines Straßendammes. Der Dammbaustoff war ein Gemisch von Kies und Sand mit beigemengtem Flußgeröll bis zu Steinen von Faustgröße. Die Höhe des Dammes betrug an der untersuchten Stelle 6 bis 7 m. Der Damm war ohne jede Verdichtung bis zu seiner vollen Höhe geschüttet und dann erst eingerüttelt worden. Abb. 4 zeigt das Ergebnis des Nivellements vor und nach der Einrüttelung. Danach hat sich die Dammkrone infolge der Einrüttelung im Durchschnitt um rd. 20 cm gesenkt, stellenweise sogar um 36 cm. Das entspricht einer durchschnittlichen Abnahme des Porenraumes von ungefähr 10 %.

Abb. 6.

Abb. 7.

Bodenproben konnten bei der großen Ungleichförmigkeit des Schüttgutes nicht in ungestörtem Zustande entnommen werden; daher war eine genauere Bestimmung der Abnahme des Porenraumes nicht möglich.

Mit dem Versuchsschwinger der Degebo (2700 kg, Grundfläche 1 m²) wurde der Setzungsverlauf vor und nach der Einrüttelung untersucht. Das Ergebnis ist in Abb. 5 dargestellt. Vor der Verdichtung wurde kein Grenzwert der Setzung erreicht (Abb. 5a). Die $A\,\omega^2$- und $(a + b\,\omega^2)$-Kurve schneiden sich also in dem untersuchten Drehzahlbereich nur einmal, Kohäsion und innere Reibung können also nur gering sein. Nach der Verdichtung aber zeigte die Setzungskurve (Abb. 5b) den üblichen Verlauf. Die innere Reibung hat demnach infolge der Einrüttelung beträchtlich zugenommen.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der vom Versuchsschwinger ausgehenden elastischen Wellen war vor der Einrüttelung 106 m/sek, nach der Einrüttelung 128 m/sek. Daraus folgt, daß der Schubmodul des Dammbaustoffes von ungefähr 200 kg/cm² auf 300 kg/cm² angewachsen ist (Abb. 6).

Schwierig ist stets die Untersuchung der Tiefenwirkung einer solchen Einrüttelung, da einzelne Bodenproben selbst dann, wenn sie aus größerer Tiefe ungestört entnommen werden können, in diesem Falle selten ein zuverlässiges Bild der Veränderung des Porenraumes in der Tiefe geben. Hier wurde darum die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen zur Nachprüfung der Verdichtungswirkung benutzt. Sie wurde in zwei 2,5 m tiefen Schürflöchern nach der Einrüttelung gemessen, und es zeigte sich, daß sie in dieser Tiefe noch ebenso groß war wie an der Oberfläche. Daraus ist zu schließen, daß sich wenigstens bis zu einer Tiefe von 2,5 m die Einrüttelung des Dammes hier voll ausgewirkt hat. Über die Wirkung der Einrüttelung in größeren Tiefen läßt sich nichts aussagen, doch ist anzunehmen, daß die Wirkung nicht tiefer reicht als bis zum Fuße des Dammes.

b) Einrüttelung der Sohle einer Baugrube. In einer 2,5 m tief ausgeschachteten Baugrube vom Flächeninhalt 120 × 25 m sollten später schwere Maschinen aufgestellt werden. Es wurde befürchtet, daß durch die Erschütterung, die diese Maschinen hervorrufen werden, größere Setzungen eintreten könnten. Aus diesem Grunde entschloß man sich, den Boden am Grunde der Baugrube vorher durch den großen Losenhausen-Schwinger einzurütteln. Der Boden bestand aus Mittel- bis Grobsand mit bindigen Beimengungen. Das Nivellement der Baugrubensohle ergab, daß sich die Sohle infolge der Einrüttelung um durchnittlich 18 cm gesenkt hatte. Dieser Betrag der möglichen Senkung war also durch die Einrüttelung bereits „vorweggenommen", so daß man annehmen durfte, daß die später beim Betrieb auftretenden Setzungen in den zulässigen Grenzen bleiben würden. Tatsächlich sind bisher noch keine Setzungserscheinungen dort beobachtet worden, obwohl das betreffende Werk bereits seit längerer Zeit in Betrieb ist[2]) (Abb. 7).

Zusammenfassung.

Eine Bodenverfestigung durch Einrüttelung verspricht nur auf solchen Böden Erfolg, deren Kohäsion und innere Reibung nicht zu groß sind. Die Einrüttelung ist im allgemeinen nur innerhalb eines gewissen Schwingzahlbereichs wirksam, dessen Größe und Lage außer von der Beschaffenheit des Bodens von dem Gewicht und den Abmessungen des verwendeten Schwingungsrüttlers abhängen. Mit einem Rüttler von gegebener Exzentrizität läßt sich auf einem bestimmten Boden im allgemeinen nur ein gewisser Grenzwert der Einrüttelung erreichen, der auch bei mehrfacher Wiederholung der Einrüttelung nicht wesentlich überschritten wird. Nur auf sehr lockeren Böden wächst das Maß der Einrüttelung mit der Drehzahl und der Anzahl der Wiederholungen dauernd an, bis der Boden so weit verfestigt ist, daß auch hier ein Grenzwert erreicht wird. Über die Tiefenwirkung der Einrüttelung lassen sich mangels geeigneter Versuche noch keine sicheren Angaben machen; in einem Falle konnte in einer Tiefe von 2,5 m unter der Oberfläche noch die volle Wirkung festgestellt werden.

[2]) Weiteres s. Die Straße 4, 1934, S. 112; 13, 1935, S. 489; 18, 1935, S. 648.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung von schiefen Straßenbrücken.

Von Dipl.-Ing. H. Korf, Hamburg.

Bei schiefen Straßenbrücken in Eisenbeton wird im allgemeinen aus wirtschaftlichen Gründen die Fahrbahntafel senkrecht zu den Widerlagern gespannt, um die Stützweite möglichst klein zu machen. Dadurch wird die Anordnung eines Randbalkens nötig, der einen dreieckförmigen Teil der Fahrbahn zu tragen hat. Dieser Randbalken soll im folgenden näher untersucht werden (Abb. 1).

Abb. 1.

Das Eigengewicht des Balkens ist eine gleichmäßig verteilte Last, das Eigengewicht der Fahrbahn verteilt sich dreieckförmig über den Balken. Die Ermittlung der Querkräfte, Auflagerdrücke und Biegemomente infolge dieser Lasten bildet keine Schwierigkeiten. Anders ist es jedoch mit den Einzellasten der Verkehrsfahrzeuge, die sich parallel zum Randbalken in einem Abstande a bewegen. Der Anteil dieser Einzellasten, der auf den Randbalken entfällt, ist nicht gleichbleibend, sondern ändert sich während der Bewegung der Last nach einem bestimmten Gesetz. Die Ermittlung des Größtmomentes aus Einzellasten ist nicht ohne weiteres nach den bekannten Formeln für einen Balken auf zwei Stützen anzugeben.

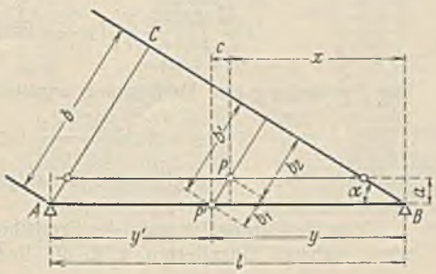


Abb. 2.

Es sei $A—B$ der Randbalken von der Stützweite l (Abb. 2). ABC ist der zugehörige Teil der Fahrbahntafel. Eine Einzellast P bewege sich parallel zur Achse des Randbalkens im Abstande a. Die jeweilige Breite der Fahrbahn ist b', die Abstände der Last P vom Widerlager und von der Balkenachse sind b_1 und b_2. Die Schiefe der Brücke wird gekennzeichnet durch den Winkel α.

Der auf den Randbalken wirkende Anteil P' der Last P ist

$$P' = P \cdot \frac{b_2}{b'}.$$

Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 wird

$$b' = (x + c)\sin\alpha \qquad c = a \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

$$b_1 = \frac{a}{\cos\alpha} \qquad b_2 = b' - b_1.$$

Nach Einsetzen der Werte für b_2 und b' und einigem Umformen wird

$$P' = P\left|1 - \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{x + a \cdot \operatorname{tg}\alpha}\right|. \tag{1}$$

Für $P = 1$ t ergibt sich die Einflußlinie für P'. Die Einflußlinie hat ihren Nullpunkt bei $x = a \cdot \operatorname{ctg} \alpha$. Um die Linie aufzutragen, kann man sich der beiden Tangenten im Nullpunkte G und im Endpunkte F bedienen. Die Ordinate der Einflußlinie an der Stelle $x = l - a \cdot \operatorname{tg} \alpha$ (Punkt E) ergibt sich zu

$$P' = 1 - \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{l}.$$

Die Neigungswinkel der Tangenten in G und F werden gewonnen durch Bilden der 1. Ableitung

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dP'}{dx} = \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{(x + a \cdot \operatorname{tg}\alpha)^2}$$

für $x = a \cdot \operatorname{ctg}\alpha$ folgt

$$\operatorname{tg}\varphi_1 = \frac{1}{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}$$

und für $x = l - a \cdot \operatorname{tg}\alpha$

$$\operatorname{tg}\varphi_2 = \frac{a}{l^2}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha) \quad \text{(Abb. 3a).}$$

Der Auflagerdruck A ist

$$A = \frac{P' y}{l}.$$

Durch Anwendung von Gl. (1) und unter Beachtung, daß $y = x + a \cdot \operatorname{tg}\alpha$, wird

$$(2) \qquad A = \frac{y}{l} - \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha).$$

Die A-Linie ist eine Gerade, ihr Nullpunkt liegt bei

$$y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha) \quad \text{(Abb. 3b).}$$

Die Ordinate unter A ist für $y = l$.

$$A = 1 - \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha).$$

Abb. 3a.

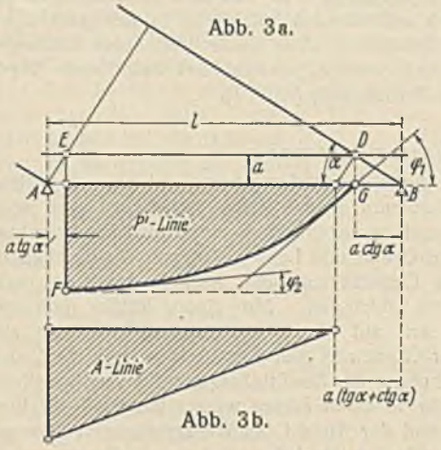


Abb. 3b.

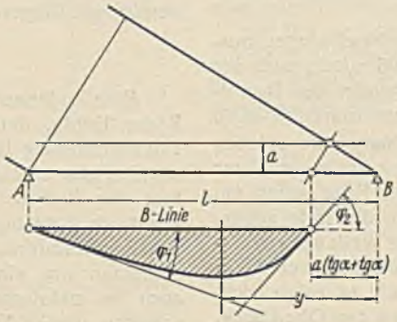


Abb. 3c.

Der Inhalt der Einflußfläche für A ist

$$(3) \quad \begin{cases} J = \frac{1}{2}\left[1 - \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right][l - a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)] \\ \quad = \frac{1}{2l}[l - a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)]^2. \end{cases}$$

Der Auflagerdruck B ist $B = \frac{P' y'}{l}$. Unter Benutzung von Gl. (1) und $y' = l - y$ wird

$$(4) \qquad B = \frac{l - y}{l}\left[1 - \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y}\right].$$

Die B-Linie ist eine Kurve (Abb. 3c). Sie hat ihre Nullpunkte bei $y = l$ und $y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$. Zum Auftragen der B-Linie werden die Neigungswinkel der Tangenten in den Nullpunkten und die Lage und der Betrag des Größtwertes ermittelt. Die 1. Ableitung ist

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dB}{dy} = \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y^2} - \frac{1}{l},$$

woraus sich ergibt für $y = l$

$$\operatorname{tg}\varphi_1 = \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{l^2} - \frac{1}{l}$$

und für $y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$

$$\operatorname{tg}\varphi_2 = \frac{1}{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)} - \frac{1}{l}.$$

Die Lage des Größtwertes von B wird ermittelt aus

$$\frac{dB}{dy} = 0 = \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y^2} - \frac{1}{l},$$

woraus

$$(5) \qquad y = \sqrt{a\,l(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}.$$

Durch Einsetzen dieses Wertes in Gl. (4) ergibt sich

$$(6) \qquad \max B = \left[1 - \sqrt{\frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}\right]^2.$$

Der Inhalt der Einflußlinie für B berechnet sich aus

$$J = \int_{y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}^{y = l} \frac{l - y}{l}\left[1 - \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y}\right] dy$$

zu

$$(7) \qquad J = \frac{l}{2} - \frac{a^2(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)^2}{2l} - \ln\left[\frac{l}{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}\right]^{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}.$$

Mit genügender Genauigkeit kann die B-Fläche als Parabel angenommen und deren Inhalt in bekannter Weise errechnet werden. Die Querkraftlinie ist durch Übereinanderzeichnen der A- und der B-Linie leicht gefunden (Abb. 4).

Das Biegemoment infolge der Last $P = 1$ an der Stelle y ist

$$M = \frac{P' y y'}{l}.$$

Durch Anwendung von Gl. (1) und $y' = l - y$ wird

$$(8) \quad \begin{cases} M = \left[1 - \frac{a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y}\right]\frac{y(l - y)}{l} \\ \quad = \left(1 - \frac{y}{l}\right)[y - a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)]. \end{cases}$$

Die Momentenlinie ist eine Kurve (Abb. 5). Sie hat ihren Nullpunkt bei $y = l$ und bei $y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$. Zum Auftragen der Momenten-Einflußlinie sollen wieder die Neigungswinkel der Tangenten in den Nullpunkten und die Stelle und der Betrag des Momentengrößtwertes ermittelt werden.

Abb. 4.

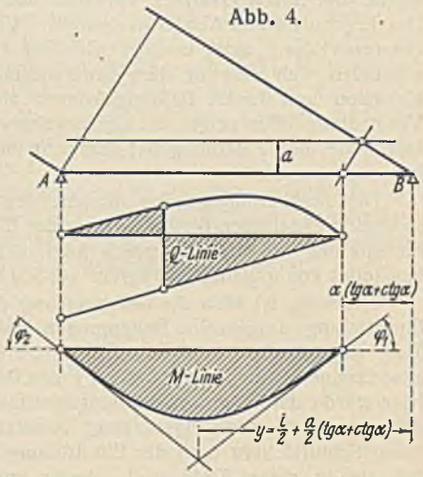


Abb. 5.

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dM}{dy} = 1 - \frac{2y}{l} + \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$$

für $y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$

$$\operatorname{tg}\varphi_1 = 1 - \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$$

für $y = l$

$$\operatorname{tg}\varphi_2 = -1 + \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha).$$

Die Neigungswinkel sind demnach entgegengesetzt gleich; die Momentenlinie ist symmetrisch zur Mittelsenkrechten.

Der Momentengrößtwert liegt für

$$\frac{dM}{dy} = 0 = 1 - \frac{2y}{l} + \frac{a}{l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)$$

bei

$$(9) \qquad y = \frac{l}{2} + \frac{a}{2}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha).$$

Das größte Moment wird gewonnen durch Einsetzen des Ausdruck für y aus Gl. (9) in Gl. (8). Nach Umformung wird

$$(10) \qquad \max M = \frac{1}{l}\left[\frac{l}{2} - \frac{a}{2}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right]^2.$$

Der Inhalt der Momentenfläche ist

$$J = \int_{y = a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}^{y = l} \left(1 - \frac{y}{l}\right)[y - a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)]\, dy.$$

Die Auswertung und Umformung ergibt

$$(11) \quad J = \frac{l^2}{6} - a(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\left[\frac{l}{2} - \frac{a}{2}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\left(1 - \frac{a}{3l}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right)\right].$$

Auch hier kann mit genügender Genauigkeit eine Parabel der Berechnung zugrunde gelegt werden.

Von Bedeutung ist noch die Ermittlung des größten Biegemomentes, wenn mehrere Einzellasten, z. B. die Raddrücke einer Dampfwalze nach

DIN 1072, eingesetzt werden. In den Gleichungen treten dann zwei Lasten P_1 und P_2 und drei Abstände a_1, a_2, a_3 auf. Der Abstand der Lasten ist $d = 3$ m (Abb. 6). Das Größtmoment tritt auf unter der Last P_1', die der Balkenachse am nächsten gelegen ist. Die Gleichung für das Biegemoment lautet

$$M = B y_1 - P_2'(y_1 - y_2).$$

Hierin ist nach Gl. (4)

$$B = P_1 \frac{l - y_1}{l}\left[1 - \frac{a_1(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y_1}\right] + P_2 \frac{l - y_2}{l}\left[1 - \frac{a_2(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y_2}\right] + P_1 \frac{l - y_3}{l}\left[1 - \frac{a_3(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y_3}\right]$$

und nach Gl. (1)

$$P_2' = P_2\left[1 - \frac{a_2(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)}{y_2}\right].$$

Durch Einsetzen dieser Werte ergibt sich, wenn noch $P_1 = \beta P_2$ gesetzt wird:

$$(11)\quad \begin{cases} M = \frac{P_2}{l}\Big\{\beta(l - y_1)[y_1 - a_1(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)] \\ \quad + (l - y_2)\left[y_1 - \frac{a_2 y_1}{y_2}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right] \\ \quad + \beta(l - y_3)\left[y_1 - \frac{a_3 y_1}{y_3}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right] \\ \quad - (y_1 - y_2)\left[l - \frac{a_2 l}{y_2}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right]\Big\}. \end{cases}$$

Nun bestehen folgende Beziehungen

$$y_1 = y_2 + d - s \cdot \operatorname{tg}\alpha$$
$$y_3 = y_2 + d + s \cdot \operatorname{tg}\alpha,$$

worin $s = \frac{a_3 - a_1}{2}$.

Wird gesetzt

$$y_3 = z,$$

dann wird

$$y_1 = z - 2s \cdot \operatorname{tg}\alpha$$
$$y_2 = z - d - s \cdot \operatorname{tg}\alpha,$$

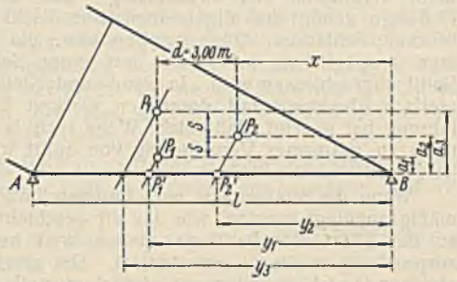


Abb. 6.

und Gl. (11) nimmt folgende Form an unter Beachtung von $a_2 = \frac{a_1 + a_3}{2}$

$$(12)\quad \begin{cases} M = \frac{P_2}{l}\Big\{(1 + 2\beta)(l z - z^2 + 3 z s \cdot \operatorname{tg}\alpha - 2 s^2 \cdot \operatorname{tg}^2\alpha) \\ \quad - l[d + s \cdot \operatorname{tg}\alpha(1 + 4\beta)] + d(z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) + (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha) \\ \quad \left[(1 + 2\beta)(a_2 z - 2 a_2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) - a_2 l - \beta l\left[a_1 + a_3\left(1 - \frac{2 s \operatorname{tg}\alpha}{z}\right)\right]\right]\Big\}. \end{cases}$$

Die Lage des Größtmomentes ergibt sich aus

$$(13)\quad \begin{cases} \frac{dM}{dz} = 0 = \frac{P_2}{l}\Big\{(1 + 2\beta)(l - 2z + 3 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) + d \\ \quad + a_2(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)(1 + 2\beta) - \frac{2\beta a_3 l s}{z^2}(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)\Big\}. \end{cases}$$

Das Balkeneigengewicht g ist eine gleichmäßig verteilte Last, das Eigengewicht der Brückentafel verteilt sich jedoch dreieckförmig über den Randbalken. Die das Fahrzeug umgebende Menschenlast p wird zur Erleichterung der Rechnung als überall vorhanden eingesetzt. Ihre Verteilung über den Randbalken ist dann gleichfalls dreieckförmig. Die Raddrücke der Dampfwalze sind entsprechend zu vermindern. —

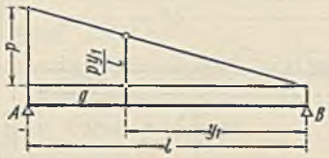


Abb. 7.

Es soll nun das Größtmoment infolge der Lasten g, p, P_1 und P_2 ermittelt werden.

Es ist für g und p:

$$B = \frac{g l}{2} + \frac{p l}{6} \quad \text{(Abb. 7)}$$

und an der Stelle y_1

$$(14)\quad M = \frac{g}{2} y_1(l - y_1) + \frac{p}{6}\left(l y_1 - \frac{y_1^3}{l}\right).$$

Wird wieder eingesetzt $y_1 = z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha$,
dann ergibt sich

$$M = \frac{g}{2}[l(z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) - (z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha)^2] + \frac{p}{6}\left[l - (z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) - \frac{(z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha)^3}{l}\right]$$

und

$$(15)\quad \frac{dM}{dz} = \frac{g l}{2} + \frac{p l}{6} - g z + 2 g s \cdot \operatorname{tg}\alpha - \frac{p}{2l}(z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha)^2.$$

Die Werte von $\frac{dM}{dz}$ aus Gl. (13) u. (15) sind zu addieren; es ergibt sich dann:

$$\frac{dM}{dz} = \frac{P_2}{l}\Big\{(1 + 2\beta)(l - 2z + 3 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) + d + a_2(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)(1 + 2\beta) - \frac{2\beta a_3 l s}{z^2}(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)\Big\} + \frac{g l}{2} + \frac{p l}{6} - g z + 2 g s \cdot \operatorname{tg}\alpha - \frac{p}{2l}(z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha)^2 = 0.$$

Nach Umformung ergibt sich folgende Gleichung 4. Grades:

$$(16)\quad \begin{cases} z^4 + z^3\left[\frac{2 g l}{p} - 4 s \cdot \operatorname{tg}\alpha + \frac{4 P_2}{p}(1 + 2\beta)\right] \\ - z^2\Big[\frac{g}{p} l(l + 4 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) + \frac{l^2}{3} - 4 s^2 \cdot \operatorname{tg}^2\alpha + \frac{2 P_2}{p}(1 + 2\beta)(l + 3 s \cdot \operatorname{tg}\alpha) \\ + \frac{2 P_2}{p}[d + a_2(1 + 2\beta)(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)]\Big] = -\frac{4 P_2}{p}\beta a_3 l s(1 + \operatorname{tg}^2\alpha). \end{cases}$$

Die Ermittlung von z geschieht zweckmäßig nach Einsetzen der Zahlenwerte durch Probieren. Ist z gefunden, so ergibt sich

$$y_1 = z - 2 s \cdot \operatorname{tg}\alpha.$$

Dieser Wert ist dann in die Vereinigung der beiden Gl. (11) u. (14) einzusetzen, die nach einigen Umformungen lautet:

$$\max M = \frac{P_2}{l}\Big\{y_2\left[l - y_1 - \frac{a_2}{y_1}(l - y_1)(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\right] + 2\beta y_1\Big[l - y_2 - d + \left(a_2 - \frac{l}{2}\left[\frac{a_1}{y_1} + \frac{a_3}{y_3}\right]\right)(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\Big]\Big\} + \frac{g}{2} y_1(l - y_1) + \frac{p}{6} y_1\left(l - \frac{y_1^2}{l}\right).$$

Vermischtes.

Eisenbeton-Rahmenbrücken in Nebraska. Beim Ausbau der Wasserkraftanlagen im Gebiete des Loup-Flusses in Nebraska ergab sich die Herstellung von insgesamt 56 Brückenbauten für verschiedene Zwecke in Holz, Eisen und Eisenbeton. Unter den letzteren ist zunächst eine Eisenbetonstraßenbrücke von 33,20 m Spannweite wegen ihrer Ausbildung als Rahmenwerk mit rückwärtigen, durch Gegengewichte belasteten Armen bemerkenswert. Maßgebend für die gewählte, aus Abb. 1 ersichtliche Form waren die Freihaltung des Kanalprofils von Pfeilerbauten, eine möglichst große Schiffahrthöhe sowie die Verwendung von in dem Bezirk erhältlichen Baustoffen und wenig geschulten Arbeitskräften. Die Kanalbrücke liegt etwa 6 km östlich von der Stadt Columbus und dient zur Überführung der Lincoln-Landstraße.

Der Grundwasserspiegel steht 3 m über der Kanalsohle. Der Untergrund zeigt im wesentlichen Sandformationen. Die Brücke hat eine Fahrbahnbreite von 7,3 m; die Fahrbahn wird von sechs Rippen getragen, die eine Breite von 38 cm haben und in der Mitte und in den Viertelpunkten durch Querbalken versteift sind. Zum Ausgleich der Durchbiegungen infolge Eigengewichts und des Nachgebens der Schalung erhielt die Mittelöffnung im Scheitel einen Stich von 3 cm. Die Stützfüße der sechs Rippen stehen gelenkig auf einer von einem Pfahlrost getragenen durchlaufenden Grundplatte. Im oberen Teile sind die Füße durch eine Querwand verbunden (Abb. 1).

Die Gegengewichte sind zwischen den rückwärts auskragenden Teilen der Rippen angeordnet und mit diesen in einem Stück betoniert. Im Vergleich gegenüber zellenförmigen Gegengewichten mit einer Füllung erwies sich die gewählte Bauweise als billiger und zweckdienlicher für

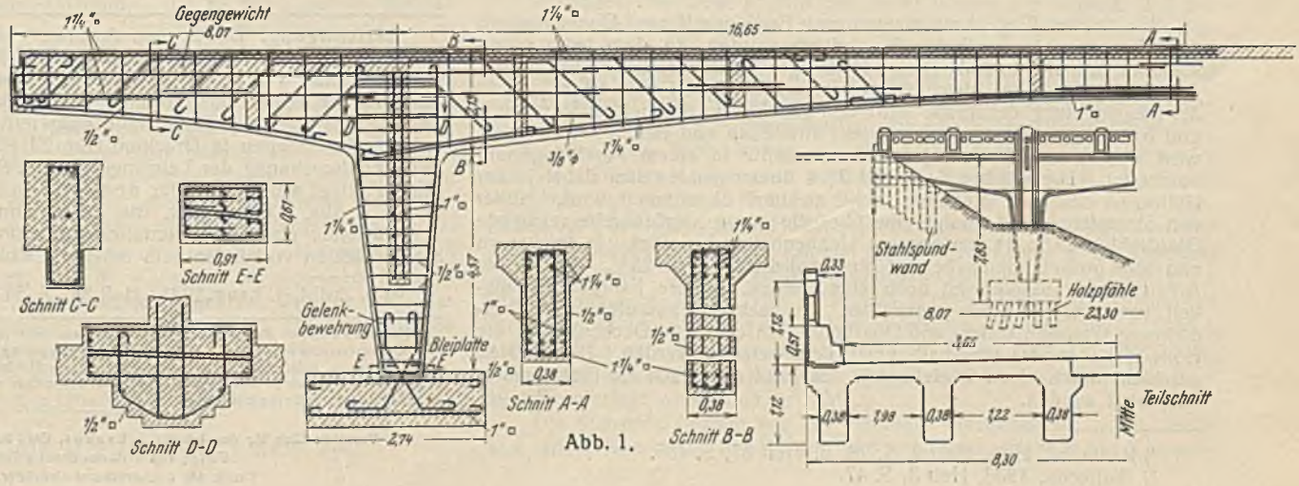


Abb. 1.

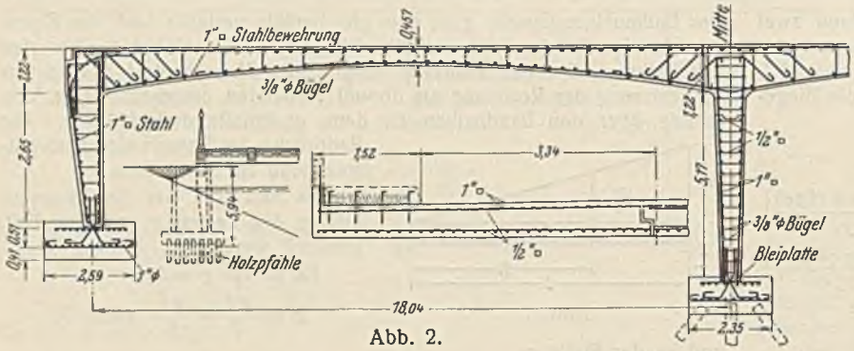


Abb. 2.

das Tragwerk, da durch die vollwandigen Rippen die Konstruktion wesentlich versteift und eine besondere Deckenausbildung erspart wird.

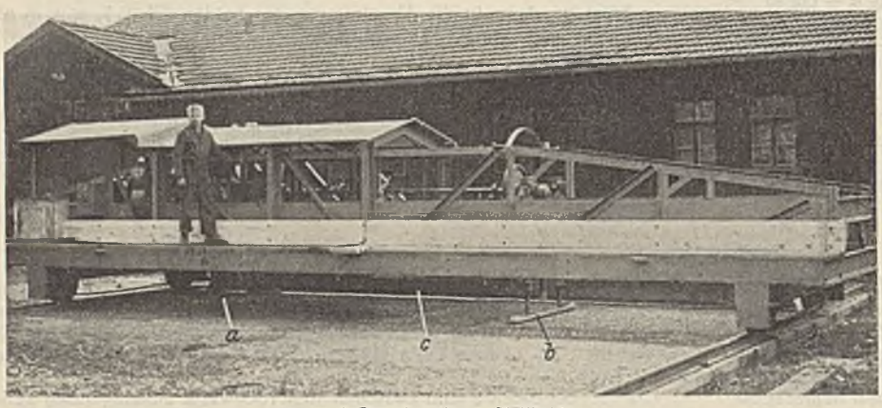
Die Gegengewichte wiegen 105 t, sie bewirken eine 50%ige Herabminderung des Horizontalschubes an den Fußgelenken und des Momentes infolge Eigengewichts in Brückenmitte. Die Berechnung geschah nach dem bekannten Verfahren der elastischen Gewichte. Die Betonierung wurde in folgender Reihenfolge ausgeführt:

1. der südliche Teil des Ostpfeilers nebst den rückwärtigen Auslegern,
2. der nördliche Teil des gleichen Tragwerks,
3. der südliche Teil des Westpfeilers nebst Auslegern,
4. der nördliche Teil dieses Tragwerks,
5. der südliche Teil der Bogenrippen und schließlich
6. der nördliche Teil der Rippen der Mittelöffnung.

Mit Rücksicht auf die starke, dicht liegende Bewehrung wurde der Beton sorgfältig durch Einrütteln verdichtet.

Unter den neu errichteten Eisenbetonbrücken ist ferner noch eine solche über zwei gleiche Öffnungen von 18 m hervorzuheben wegen der besonders schweren Ausbildung für hohe Nutzlasten. Diese Brücke trägt eine Fahrbahn von 6,70 m Breite und zwei Fußgängerstege von 1,50 m Breite. Die Betonplatten für die Stützen sind zusammenhängend geschüttet. Für die Gründungspfähle ist eine Tragfähigkeit von 16 t zugelassen. Die Berechnung wurde mit Hilfe der Festpunkte nach dem Ritterschen Verfahren durchgeführt. Das System und die Bewehrung sind aus Abb. 2 ersichtlich. —Zs—

Betonstraßenfertiger mit Querstampfern. Bei den meisten Betonstraßenfertigern wird die Betondecke über die ganze Straßenbreite festgelegt, wobei eine Stampfeinrichtung entweder über die ganze Straßenbreite reicht und die Betondecke in der Straßenrichtung verdichtet[1]) oder auf einem Unterwagen über die Straßenbreite verfahren wird und nacheinander einzelne Querstreifen stampft[2]).



a, b Querstampfer, *c* Glättbohle.

Abb. 1. Betondeckenfertiger mit zwei Querstampfern für gleichzeitige Bearbeitung der beiden Straßenhälften. Bauart Sonthofen.

Ein anderer Weg ist mit einem neuen Fertiger mit zwei Querstampfern des Hüttenwerkes Sonthofen beschritten worden, an dem jeder Querstampfer (*a* und *b* in Abb. 1) eine Hälfte der Straßenbreite bearbeitet. Da das Gerät mit einer gleichmäßigen Geschwindigkeit von 1,5 m/min in der Längsrichtung der Straße fährt und gleichzeitig die beiden Stampfer *a* und *b* (Abb. 2) gleichlaufend quer zur Straße hin und her bewegt werden, wird die Betondecke auf jeder Straßenhälfte in einem Parallelogramm bearbeitet. Die Flächen 1; 2 und 3; 4 überschneiden sich dabei je zur Hälfte, so daß jede einzelne Fläche zweimal überstampft wird. Hinter den Stampfern *a* und *b* folgt eine über die ganze Straßenbreite reichende Glättbohle *c* (Abb. 1), die etwaige Unebenheiten beseitigt. In trockenem und sehr grobem Beton beträgt die Verdichtung etwa 25%. Neben der Arbeitsgeschwindigkeit ist noch eine weitere, größere Fahrgeschwindigkeit vor- und rückwärts einstellbar. Je nach der auszuführenden Verdichtung (Planum, Unter- und Oberbeton, einschichtige Decken) kann die Höhe der Stampfer innerhalb von 25 cm verstellt werden. Der Antrieb geschieht durch einen Dieselmotor. Es kann aber auch ein Elektromotor eingebaut werden. R. —

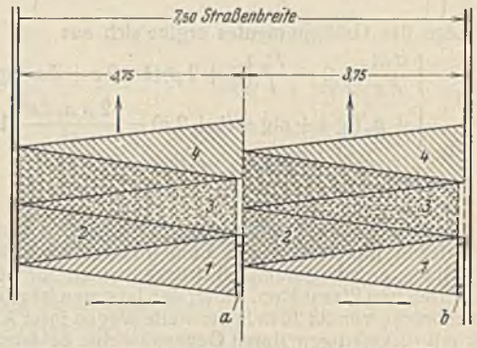
[1]) Bautechn. 1934, Heft 2, S. 28, u. Heft 37, S. 485.
[2]) Bautechn. 1936, Heft 3, S. 47.

Teerstraßenbau in Siedlungen. Die Forderung nach Billigkeit läßt sich beim Bau von Siedlungsstraßen eher als sonstwo erfüllen, weil diese im allgemeinen nur wenig und langsamen Verkehr zu tragen haben. Mit Ausnahme der Zufahrt- und wenigen Durchfahrtstraßen genügt daher für Siedlungsstraßen die billigste staubfreie Decke, die eben hergestellt werden kann. Diese Tatsache muß schon bei der Planung von geschlossenen Siedlungen Berücksichtigung finden derart, daß man unterscheidet zwischen „Verkehrsstraßen" und „Wohnstraßen". Die Zufahrt- und Hauptstraßen, für die im allgemeinen eine Breite von 5 m genügen dürfte, wird man zweckmäßig vor Beginn der Hausbauten ordnungsmäßig mit Unterbau und Schotterschicht herstellen. Man spart dann unnötige Kosten und Ärger bei der Baustoff-An- und -Abfuhr. Die vorläufige Befestigung kann mit Teer getränkt und mit Splitt abgedeckt werden; sie übersteht dann die Strapazen am ehesten. Es geht natürlich auch ohne Teerung. Man wartet mit ihr dann, bis alle schweren Fuhren erledigt sind. Etwa entstandene Sackungen oder sonstige Schäden, die durch zu starke Zertrümmerung des Gesteins (man nimmt das billigste, eben noch genügende Gestein) eingetreten sein können, werden in üblicher Weise beseitigt, dann wird eine Teerdecke aufgebracht.

Wenn auf Zufahrt- und Hauptstraßen in Siedlungen auch eine einfache Schotterdecke mit Oberflächenteerung zur Not genügt und auch oft genügen muß, so erscheint der Bau einer Teertränk-, Einstreu- oder Mischmakadamdecke doch ratsamer, weil solche Befestigungen auf die Dauer wirtschaftlicher sind. Sie sind besonders für Straßen in Siedlungen mehr städtischer Art zweckmäßig. Für Seitenstraßen aller Art und Fußwege genügt im allgemeinen eine Packlage aus Bruchstein, Ziegelbrocken, Schlacken, Abbruchstoffen usw., die mit einer dünnen Schotterlage ausgeglichen und dann mit einer Schutzschicht aus geteertem Splitt abgeschlossen wird. In Rand- und Kleinsiedlungen wird man sich vielfach überhaupt mit derartigen Decken behelfen müssen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß solche Wege recht lange halten, wenn sie unter nicht zu sparsamer Verwendung von Splitt und Teer (Teerteppich) dicht hergestellt werden.

Wenn die Straßen erst nach Fertigstellung der Hausbauten ordnungsmäßig angelegt werden, wie das oft geschieht, läßt sich vielleicht etwas an der Dicke der Packlage sparen, weil keine übermäßig starke Beanspruchung mehr zu erwarten ist. Die abschließende Decke wird nach gleichen Gesichtspunkten, wie oben dargestellt, ausgeführt. Die Verfahren sind in der Schrift „Teerstraßenbau in Siedlungen"[1]) im einzelnen erläutert. Darin sind auch die feinkörnigen Dauerdecken, wie Teerbeton und Dammann-Beläge behandelt, die die dauerhaftesten Fahrbahnen ergeben, natürlich auch mehr Kosten verursachen. P. Herrmann.

[1]) Selbstverlag der Auskunft- und Beratungsstelle für Teerstraßenbau, Essen.



a, b Querstampfer, 1, 2, 3, 4 nacheinander gestampfte Flächen.

Abb. 2. Wirkungsweise des Betondeckenfertigers.

Berichtigung. Die in dem Aufsatze von Dr.-Ing. Kurt Safranez: „Förderleistung bei Druckluftgründungen", Bautechn. 1937, Heft 4, S. 50 in den Zeilen 6 v. u. ff., l. Sp., wörtlich wiedergegebene Bestimmung des § 10 der deutschen Verordnung zum Schutze der Senkkastenarbeiter ist, wie uns von geschätzter Seite mitgeteilt wird, durch die neue Verordnung für Arbeiten in Druckluft vom 29. Mai 1935[1]) überholt. Sie kann also der Berechnung der Leistungsfähigkeit einer Schleuse nicht mehr zugrunde gelegt werden. In der neuen Verordnung ist, wie aus § 1 Abs. 2 und § 10 Abs. 2 hervorgeht, die Bestimmung, daß für die Beförderung von Personen und von Materialien getrennte Schleusen mit besonderen Steigschächten vorhanden sein müssen, nicht mehr enthalten.

[1]) s. Ztrlbl. d. Bauv. 1935, Heft 38, S. 547ff.

INHALT: Über Bergschäden im Ruhrgebiete und ihre Vermeidung. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1936. (Fortsetzung.) — Bodenverfestigung durch Schwingungsrüttler. — Beitrag zur Berechnung von schiefen Straßenbrücken. — Vermischtes: Eisenbeton-Rahmenbrücken in Nebraska. — Betonstraßenfertiger mit Querstampfern. — Teerstraßenbau in Siedlungen. — Berichtigung.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.