

• HERMANN WEIHE ZUM GEDÄCHTNIS.

Am 30. Mai 1870 wurde Hermann Weihe in Herford in Westfalen geboren. Am 6. Juni 1926 schied er von uns. Einer Familie entsprossen, die auf eine lange Reihe geistiger Arbeiter zurückblicken konnte — unter den Vorfahren befinden sich seit 2 Jahrhunderten fast nur Geistliche oder Ärzte — hat er von seinem Vater, dem Arzt Dr. August Weihe, und seiner Mutter von vornherein wohl die Anlage zu sinnender, forschender Betätigung geerbt. Die erste Jugendzeit stand unter dem Einfluß des Großvaters mütterlicherseits, der — ein hochgeachteter Pfarrer — durch sein Beispiel in ihm den Sinn für Ordnung, Gewissenhaftigkeit und Pflichttreue weckte. Er war der Älteste einer zahlreichen Geschwisterschar. Fleiß und gute Anlagen ließen ihn das Gymnasium in Herford schnell durchlaufen. Mit 17 Jahren war er Abiturient. Dann aber brach er scheinbar mit der Überlieferung der Familie und wandte sich nicht dem Universitätsstudium, sondern dem Maschinenbaufach zu. Nach praktischer Arbeit bei der staatlichen Maschinenwerkstätte Leinhausen-Hannover studierte er an der Technischen Hochschule Hannover, legte 1894 die Regierungsbauführerprüfung ab und genügte dann seiner Dienstpflicht bei den Pionieren in Dresden. Darauf war er in Frankfurt a. Main, Limburg a. d. Lahn und Fulda als Regierungsbauführer tätig. So hatte sein Vater, als er gleich ihm auf der Höhe des Lebens 1886 dahinschied, ihn noch berufstätig gesehen. 1898 zum Regierungsbaumeister ernannt, verließ er den preußischen Staatsdienst und trat bei der Bremischen Staatsbauverwaltung ein. Hier hat er bei der damaligen lebhaften Bautätigkeit noch unter Franzius reiche Anregungen empfangen.

Im Oktober 1904 wurde Weihe an die Technische Hochschule Charlottenburg berufen. Er war der erste ordentliche Professor des Maschinenwesens in der Bauingenieurabteilung. Alles mußte er hier von Grund auf aufbauen. Nicht einmal über ein Amtszimmer verfügte er damals; als der Verfasser ihn als einer seiner ersten Studierenden in Studienangelegenheiten aufsuchte, stand ihm nur seine kaum bezogene Privatwohnung zur Verfügung. Im folgenden hat er u. a. eine reichhaltige Lehrmittelsammlung für Maschinenelemente und für Baumaschinen aller Art geschaffen.

Weihe war ein Lehrer, der selbst dann, wenn er für den Bauingenieur etwas trockene Gebiete z. B. Maschinenelemente vortrug, zu fesseln wußte. Seine frische und lebendige Art des Vortrages ließ keine Müdigkeit aufkommen. Er war sich darüber klar, daß der Bauingenieur zwar gründliche Kenntnisse der Maschinen-

elemente braucht, daß er aber darüber hinaus nicht Maschinen bauen, sondern Maschinen kennen und beurteilen soll. Deswegen stellte er die Wirtschaftlichkeit bei seinen Vorträgen in den Vordergrund.

Weihe erkannte, wohin die Entwicklung des Bauingenieurwesens geht. Die wachsende Bedeutung des Baubetriebes und damit der Maschinenanlagen hatten ihm gerade in den letzten Jahren viel Stoff zum Denken und Forschen gegeben. Mit besonderer Teilnahme verfolgte er alle Bestrebungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, die auf Hebung der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen hinzielen. Oft sah man ihn bei den Besichtigungen neuzeitlich eingerichteter Baustellen seitens der Ortsgruppe Brandenburg eifrig skizzieren. Gerade bevor ihn nach kurzer Krankheit der Tod ereilte, war er damit beschäftigt gewesen, in einem Unterausschuß des Ausschusses für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Zeitstudien auf Baustellen einzurichten.

Weihe empfand wohl, daß ein Professor des Maschinenbaues an einer Bauingenieur-Abteilung mehr noch als andere verpflichtet ist, das gedruckte Wort zur Ausbreitung von Kenntnissen zu benutzen. So hat er an verschiedenen großen Werken mitgearbeitet. Im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“ bearbeitete er den Band „Baumaschinen“, ebenso in der „Handbibliothek für Bauingenieure“ (Verlag Julius Springer). Außerdem hat er in der „Hütte“ und am „Esselborn“ mitgewirkt.

Über 20 Jahre hat er so lehrend und forschend gewirkt. Nur der Krieg, den er als Pionieroffizier zunächst im Osten, später im Westen und schließlich in einer hervorragenden Stellung bei einer militärisch-technischen Zentralbehörde mitmachte, unterbrach seine Lehrtätigkeit zeitweilig.

Tausende seiner Schüler werden dankbar der Kenntnisse gedenken, die er ihnen aus dem großen Schwestergebiete ihrer eigenen Wissenschaft vermittelte. Das deutsche Bauingenieurwesen wird gerade in den nächsten Jahren zeigen müssen, ob die Grundlagen, die Weihe als ordentlicher Professor des Maschinenbaues an der Bauingenieurabteilung der größten deutschen Hochschule und als Fachschriftsteller gelegt hat, dazu dienen werden, neue Wege zum Besten des Faches und der Allgemeinheit zu weisen. Dann hat Weihe nicht nur für seine trauernde Gattin und seinen eben in die Praxis des Bauingenieurwesens eintretenden Sohn sowie seine Tochter gelebt, sondern in Wirklichkeit der Fachwelt, dem Vaterlande und über dessen Grenzen hinaus dem Fortschritt der technischen Wissenschaften. Dipl.-Ing. Baer, Berlin.



STOSSWEISE WIRKENDE KRÄFTE UND DIE STANDSICHERHEIT VON BAUWERKEN.

Von o. Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa.

Übersicht. An einem der Praxis entnommenen Beispiele wird dargelegt, daß große kippende Kräfte von sehr kurzer Wirkungsdauer, die die „Standicherheit“ des Bauwerkes nach rein statischer Auffassung und Durchrechnung gefährden, es in Wirklichkeit nur in durchaus unbedenkliche Schwingungen versetzen, da die träge Masse des Bauwerkes in solchem Falle den Kippmomenten einen gewaltigen Widerstand entgegensetzt. Der Rechnungsgang wird entwickelt und in Zahlen durchgeführt. Die Ergebnisse sind stellenweise überraschend.

I. Allgemeine Grundlagen.

1. Erläuterungen.

Bei den Fördertürmen und Fördergerüsten des Bergbaues kann der Fall auftreten, daß die mit großer Geschwindigkeit bewegten Teile (das Seil, die an ihm hängenden Gestelle und ihre Nutzlasten) durch ein Hindernis im Schacht oder im Turm ganz plötzlich aufgehalten werden. Die Wucht der bewegten Massen ist dann u. U. so groß, daß sie das Seil zu zerreißen vermag, wenn die Bremsung plötzlich genug geschieht. In solchem Falle wirken außerordentlich starke, aber nur sehr kurze Zeit dauernde Kippmomente auf das Bauwerk, und es entsteht die wichtige Frage, wie diese Momente, die ihrer Größe nach rein statisch imstande sind, das Bauwerk umzuwerfen, sich bei der kurzen Zeitdauer ihres Angriffes gegenüber der großen trägen Masse des Förderturmes auswirken.

Die Frage nach der Beeinflussung der Standsicherheit hat um so größere Bedeutung, wenn das Gerüst keine Schrägstreben besitzt, und wenn dabei trotzdem die Fördermaschine nicht oben auf dem Turm, sondern neben ihm steht, der Seilzug also schräg verläuft. In diesem Falle muß das Turmgewicht und seine Masse allein dem großen Kippmoment der Seilbruchlasten widerstehen.

Beim Entwurf und bei der Berechnung des Eisenbetonförderturmes für „Vereinigtfeld“ in Hohndorf (Erzgeb.)¹⁾ entstand ebenfalls die vorstehend gestellte Frage; der Turm ist dadurch gekennzeichnet, daß er keine Schrägstrebe erhalten konnte und daß die Maschine und die Köpescheibe in einem besonderen Maschinenhause neben dem Turm in der Höhe des Geländes stehen. Die Anordnung und die hauptsächlichsten Maße gibt Abb. 1.

Für die Belastung eines Förderturmes durch die Seilbruchlast ist kennzeichnend, daß die Wirkung der Kraft nur sehr kurze Zeit dauern kann. Die volle Seilbruchlast kann entstehen, wenn bei Fahrt mit voller Geschwindigkeit dem aufwärtsgehenden Gestell sich plötzlich ein Hindernis in den Weg stellt, das die Geschwindigkeit des Gestelles so erheblich verzögert, daß die Wucht des Seiles und des abwärtsgehenden Gestelles sowie der zwei Seilscheiben und der Treibscheibe das Seil zerreißt.

Bezeichnet man mit P die im Seil oberhalb des aufgehaltenen Gestelles wirkende Kraft, mit s den Weg, auf dem das Gestell aus seiner vollen Geschwindigkeit v zur Ruhe abge-

bremst wird, und mit m die bewegten Massen, durch deren Wucht die Kraft P erzeugt wird, so lautet die Arbeits- und Energiegleichung:

$$P s = \frac{1}{2} m v^2,$$

wenn P zunächst einmal auf dem Wege s als unveränderlich angenommen wird. Genaueres darüber siehe später. Da in obiger Gleichung die rechte Seite eine gegebene und feste Größe darstellt, so muß, um ein großes P zustande zu bringen, der Bremsweg s sehr gering sein und damit auch die Zeit, in der das Gestell auf die Geschwindigkeit 0 abgebremst und die Seilspannkraft bis zum Bruch gesteigert wird. Gerade die kurze Zeitdauer der Einwirkung auch auf den Turm muß aber unbedingt beachtet werden.

Nimmt man t und s größer an, so erreicht P nicht seinen höchsten Wert, wirkt dafür aber länger. Auch ein solcher Fall kommt weiterhin mit zur Erörterung. Entsprechend dem eben Dargelegten sollen drei Fälle untersucht werden:

- Fälle A und B. Es tritt Seilbruchlast auf, und zwar
- A) durch ein Hindernis im Schacht (Abb. 3), das aus einer Fahrgeschwindigkeit von 18 m/sec,
 - B) durch ein Hindernis im Turm (Abb. 4), das aus einer Fahrgeschwindigkeit von 5 m/sec die bewegten Teile plötzlich zum Halten bringt.
- Fall C. Das Gestell 2 wird im Turm beim Übertreiben durch die Zusammenziehung der Spurlatten (Abb. 4) in normaler Weise aus einer Geschwindigkeit von 5 m/sec aufgehalten.

Der Gedanken- und Rechnungsgang für die Ermittlung der Seilbruchlast und der übrigen Seilkräfte und ihrer Einwirkung auf den Förderturm ist nun folgender:

- I. Unter der Annahme, daß das aufwärtsgehende Gestell durch ein Hindernis plötzlich (Fälle A und B) oder durch die Spurlatten normal (Fall C) gebremst wird, berechnet man die Kräfte im Seil, den Bremsweg und die Zeitdauer vom Beginn der Bremsung bis zum Seilbruch bzw. Stillstand.
- II. Mit den Seilkräften und der Zeitdauer ihrer Einwirkung auf den Turm kennt man den Kraftantrieb, den dieser erfährt, und kann daraus die ihm in dieser Zeit erteilte Geschwindigkeit der Kippbewegung berechnen.
- III. Aus der Geschwindigkeit ergibt sich die Wucht der in Bewegung gesetzten Turmmasse, der das Gewicht des Bauwerkes bzw. die Baugrundpressung entgegenwirken muß, um es in seine ursprüngliche Lage wieder zurückzuführen. Eine Arbeitsgleichung liefert dann die wagerechte Bewegung der Turmspitze.

2. Zahlenwerte usw.

Die grundlegenden Maße und Gewichte, soweit sie nicht aus den Abb. 1 und 3 hervorgehen, sind folgende:

Gewicht des aufwärtsgehenden, vollbeladenen Gestells Nr. 1 einschließlich	
870 m Ober- und Unterseil	$G_1 = 23,6 \text{ t}$
seine Masse	$m_1 = 2,40 \text{ tsec}^2/\text{m}$
Gewicht des abwärtsgehenden Gestells mit	
Wagen ohne Nutzlast, ohne Oberseil	$G_2 = 10,8 \text{ t}$
seine Masse	$m_2 = 1,10 \text{ tsec}^2/\text{m}$
das Gewicht des abwärtsgehenden Seiles von seiner Leitscheibe bis zum abwärtsgehenden Gestell	$G_3 = 8,0 \text{ t}$
seine Masse	$m_3 = 0,82 \text{ tsec}^2/\text{m}$
Masse der zwei Leitscheiben und der Köpescheibe, auf den Scheibenumfang bezogen	$0,83 \text{ tsec}^2/\text{m}$
die Masse des Seiles zwischen den Scheiben	$0,11 \text{ tsec}^2/\text{m}$
Beides zusammen	$m_3 = 0,94 \text{ tsec}^2/\text{m}$

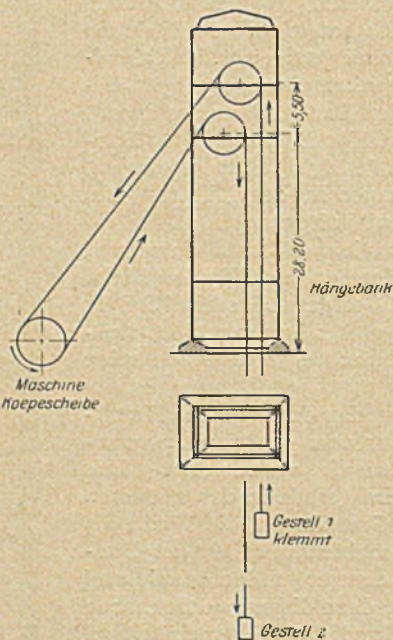


Abb. 1. Schema des Förderturmes auf „Vereinigtfeld“.

1) Vgl. Bauing. 1926, S. 453 u. folgd.

Das Seil selbst hat eine Seilbruchlast von 236 t und einen Stahlquerschnitt von $F = 15,7 \text{ cm}^2$; als Elastizitätszahl wird $E = 2000 \text{ t/cm}^2$ angenommen, obwohl sie in der Nähe der Bruchgrenze sicher geringer ist. Die höhere Zahl entspricht aber einer größeren Steifigkeit des Seiles und gibt damit größere Seilkräfte, was für den Turm ungünstiger ist.

Der später gebrauchte Wert α , das Kennzeichen für die Dehnbarkeit des Seiles, wird unter Berücksichtigung der nachstehenden Annahme, also mit der Seillänge $L = 600 \text{ m}$, berechnet zu

$$\alpha = \frac{E F}{L} = \frac{2000 \cdot 15,7}{600} = 52,3 \text{ t/m.}$$

Für die Berechnung wird das Seil für die kurze Länge vom Gestell 1 ab über die obere Leitscheibe und die Köpescheibe hinweg bis zur zweiten Leitscheibe als starr angenommen, von da ab bis zum Gestell 2 hin als elastisch nach obigen Angaben.

Das elastische Seilstück unterhalb der unteren Leitscheibe bis zum Gestell 2 hin ist in dynamischem Sinne folgendermaßen zu kennzeichnen: seine Masse m_s ist auf die ganze Länge von 800 m Teufe gleichmäßig verteilt; an ihm hängt unten die Masse m_2 des Gestelles 2. Wenn am oberen Ende die Seilkraft S wirkt, so ist die Seilkraft zwischen dem unteren Seilende und dem Gestell 2 wesentlich kleiner, da zwischen beiden die Seilmasse m_s liegt und dynamisch mitwirkt.

Eine genaue Berücksichtigung der wirklichen Massenverteilung würde zu äußerst verwickelten Differentialgleichungen führen. Um zu einer einfacheren Rechnung zu kommen, werden deshalb die Masse m_s des Seiles und die etwa gleich große Masse m_2 des Gestelles 2 vereinigt gedacht, und zwar an einer Stelle, die in der Mitte zwischen beiden Massen liegt, also in $\frac{3}{4}$ der Teufe. Das ergibt eine Seillänge von $L = 600 \text{ m}$.

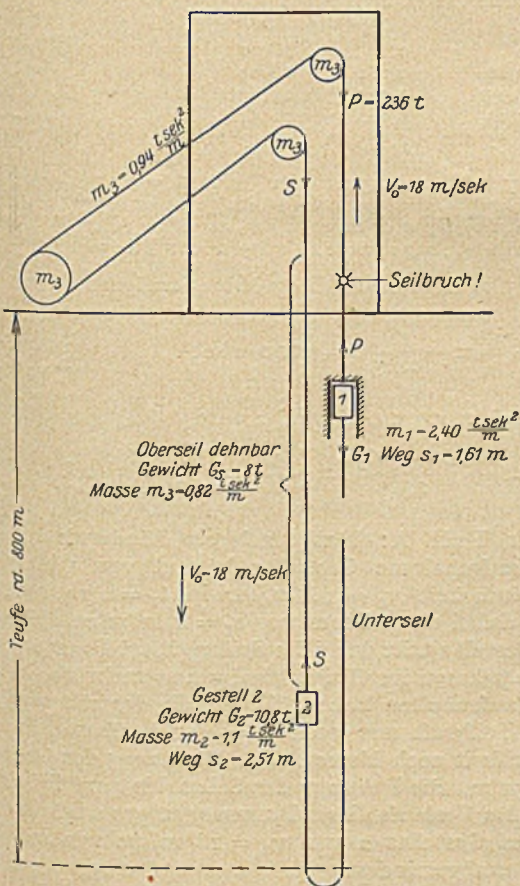


Abb. 3. Fall A: Das aufwärtsgehende Gestell 1 klemmt im Schacht; $t = 0,14 \text{ sec}$.

3. Abhängigkeit zwischen Weg, Geschwindigkeit und Zeit.

Der erste Teil der Rechnung umfaßt die Aufgabe, die Kräfte in den verschiedenen Seilstücken und die Bremswege der beiden Gestelle zu ermitteln, und aus ihnen die Zeitdauer des Bremsvorganges. Die genaue Rechnung mit Hilfe des Prinzips von d'Alembert führt zu zahlreichen Differentialgleichungen,

deren strenge Lösung unmöglich erscheint. Eine Annäherung, die für den vorliegenden Zweck vollkommen genau genug ist, läßt sich gewinnen, wenn man die Arbeitsgleichung benutzt. Doch muß für diesen Fall bekannt sein, wie sich die Seilzugkräfte mit dem Bremsweg entwickeln und verändern.

Dazu dient als grundlegende Voraussetzung die folgende Annahme: Sämtliche Seilkräfte wachsen proportional mit dem zurückgelegten Wege.

Diese Voraussetzung bedingt, daß auch die Bremsverzögerung proportional mit s wächst; es sei gesetzt:

$$(1) \quad p = -\beta^2 s.$$

Über den Proportionalitätsfaktor β^2 siehe später. Aus obiger Gleichung (1) ergibt sich, wenn für p der seiner Definition

entsprechende Wert $\frac{dv}{dt}$ eingesetzt und mit ds erweitert wird,

$$\frac{dv}{dt} ds = -\beta^2 s ds$$

und durch Integration:

$$\frac{1}{2} v^2 = -\frac{1}{2} \beta^2 s^2 + C.$$

Die Konstante C ergibt sich für $s = 0, v = v_0 = 18 \text{ m/sec}$ zu $C = \frac{v_0^2}{2}$ und damit

$$(2) \quad v^2 = v_0^2 - \beta^2 s^2, \quad v = \sqrt{v_0^2 - \beta^2 s^2} = \frac{ds}{dt};$$

$$dt = \frac{ds}{\sqrt{v_0^2 - \beta^2 s^2}}.$$

Die Integration liefert:

$$(3) \quad \beta t = \arcsin \left(\frac{\beta s}{v_0} \right).$$

Die Integrationskonstante wird gleich 0, da zur Zeit $t = 0$ auch $s = 0$ ist.

Die Umkehrung gibt:

$$(4) \quad \frac{\beta s}{v_0} = \sin(\beta t); \quad s = \frac{v_0}{\beta} \sin(\beta t).$$

Das Maximum von s tritt ein für $\sin(\beta t) = 1$, d. h. für $\beta t = \frac{\pi}{2}$ usw., und ist $s_m = \frac{v_0}{\beta}$.

Hieraus folgt:

$$(5) \quad \beta = \frac{v_0}{s_m}.$$

Damit ergibt sich aus $\beta t = \frac{\pi}{2}$ der Wert

$$(6) \quad t = \frac{\pi s_m}{2 v_0}.$$

Die größte Bremsverzögerung berechnet sich nun zu

$$(7) \quad p_m = -\beta^2 s_m = -\frac{v_0^2}{s_{max}}.$$

Die Abhängigkeit der Geschwindigkeit und der Beschleunigung von der Zeit ergibt sich zu

$$(8) \quad v = v_0 \cos(\beta t)$$

und

$$(9) \quad p = -\beta v_0 \sin(\beta t).$$

II. Seilkräfte, Bremswege und -zeiten.

1. Fall A (Abb. 3).

Das aufwärtsgehende Gestell klemmt kurz vor Verlassen des Schachtes, aber noch in voller Fahrgeschwindigkeit. Bei einer normalen Bremsverzögerung von $p = 0,9 \text{ m/sec}^2$ und einer Fahrgeschwindigkeit von $v = 18 \text{ m/sec}^2$ wäre das etwa 180 m unter der Hängebank. Der Einfachheit der Rechnung halber

soll das Klemmen aber dicht unter der Rasenhängebank angenommen werden.

Einen ersten Anhalt für die Größe des Bremsweges s_1 gewinnt man, wenn man das Seil auf seine ganze Länge vollkommen starr annimmt; dann erzeugt die Wucht der sämtlichen Massen die Kraft P über dem Gestell 1, und deren Arbeit auf dem Wege s_1 zehrt die Wucht auf. Da die Kraft P auf dem Wege s_1 von 0 bis zu ihrem höchsten Werte anwächst, so ist ihre Arbeit gleich $\frac{1}{2} P s_1$. Die Massen, die hier in Frage kommen, sind m_2 , m_s und m_3 , zusammen also $m = m_3 + m_s + m_2 = 2,86 \text{ tsec}^2/\text{m}$. Somit lautet die Arbeitsgleichung:

$$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} m v_0^2 + (G_1 + G_2) s_1 = 0,$$

$$s_1 = \frac{v_0^2 m}{P - 2 G_1 - 2 G_2} = \frac{18^2 \cdot 2,86}{236 - 2 \cdot 18,8} = 4,67 \text{ m}.$$

Hierbei ist aber die Dehnbarkeit des Seiles nicht berücksichtigt. Da dieses sich bei diesem Bremsvorgang stark verlängert, so wirken die an ihm hängenden Massen m_2 und m_3 nicht in voller Größe auf die Kraft P ein. Die Wucht, die durch P abzubremmen ist, wird also geringer und damit der Bremsweg s_1 kleiner, mit ihm auch die Zeitdauer der Wirkung der Seilbruchlast.

Der Bremsvorgang vollzieht sich in Wirklichkeit folgendermaßen: Das Hindernis hält das Gestell 1 auf und bremst seine Fahrgeschwindigkeit v_0 auf 0 ab, am Ende des Bremsvorganges reißt das Seil. Die Zeitdauer am Gestell 1 sei t_1 , der Bremsweg s_1 . Gleichzeitig wird auch das Gestell 2 abgebremst; da es mit dem Gestell 1 durch das elastische Seil verbunden ist, so wird sein Bremsweg s_2 um die Dehnung des Seiles (und diese ist bei der großen Länge des Seiles nicht unerheblich) größer sein als s_1 . Nun ist zu beachten, daß beide Gestelle mit der gleichen Anfangsgeschwindigkeit v_0 in den Bremsvorgang eintreten; da die Bremswirkung am Gestell 2 nur so lange anhält als das Seil noch nicht gerissen ist, also nur während der Zeitdauer t_1 , und da die Verzögerung am Gestell 2 natürlich nicht größer sein kann,

als am Gestell 1, so folgt daraus, daß am Gestell 2 in der gleichen Zeit t_1 die Anfangsgeschwindigkeit v_0 nicht bis auf 0 abgebremst werden kann, sondern nur bis auf den Wert v_2 . In der Zeitdauer t_1 , die allein hier interessiert, kann also auch nicht die volle Seildehnung zustande kommen, sondern nur ein Teil davon, der eben dem Bremsweg s_2 entspricht. Dieser Weg s_2 wird durch die Anfangsgeschwindigkeit v_0 und durch die Zeit t_1 bestimmt.

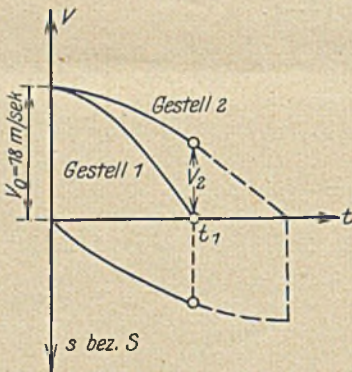


Abb. 2. Zusammenhang zwischen Geschwindigkeit, Weg und Zeit.

Der Vorgang ist in Abb. 2 dargestellt. Die Abnahme der Geschwindigkeit von v_0 bis auf 0 am Gestell 1 und bis auf v_2 am Gestell 2 in der Zeitdauer t_1 erfolgt nach dem Cosinusetz, wie es die Formel (8) angibt. Es gelten nun die Gleichungen

$$(10) \quad -\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} S s_1 + \frac{1}{2} m_3 v_0^2 = 0.$$

$$(11) \quad -\frac{1}{2} S s_2 + G s_2 + \frac{1}{2} m (v_0^2 - v_2^2) = 0.$$

$$(12) \quad s_2 - s_1 = \Delta L = \frac{S}{\alpha}.$$

$$(13) \quad s_2 = \frac{v_0 + v_2}{2} t_1.$$

$$(14) \quad t_1 = \frac{\pi s_1}{2 v_0}.$$

Dazu ist folgendes zu bemerken:

Die Gleichung (10) ist die Arbeitsgleichung für das Seilstück, das über die beiden Seilscheiben und über die Köpescheibe läuft. Es wird angenommen, daß dieses Seilstück vollkommen starr sei; es wird von der Geschwindigkeit $v_0 = 18 \text{ m/sec}$ auf 0 abgebremst; der Weg dabei ist s_1 .

Die Gleichung (11) ist die Arbeitsgleichung für das Gestell 2 und die mit diesem vereinigt gedachte Seilmasse. An ihnen wirkt

nach oben die Seilkraft S , nach unten $G = G_2 + G_s$ und die Wucht der Masse $m = m_2 + m_s$.

Die Gleichung (12) gibt die Verlängerung des Seilstückes von $L = 600 \text{ m}$ Länge, entsprechend dem Unterschied der Wege seines unteren und seines oberen Endpunktes als abhängig von der im Seil wirkenden Kraft S .

Die Gleichung (13) gibt den Zusammenhang des Weges s_2 des Gestelles 2 mit seiner mittleren Geschwindigkeit und der Zeit t_1 , während deren sich die Anfangsgeschwindigkeit v_0 des Gestelles auf v_2 herabmindert.

Die Gleichung (14) entspricht der früheren Gleichung (6).

Die Ausrechnung liefert:

$$s_1 = 1,615 \text{ m}, \quad v_2 = 17,65 \text{ m/sec},$$

$$t_1 = 0,141 \text{ sec}, \quad s_2 = 2,51 \text{ m} \text{ und } S = 47,1 \text{ t}.$$

Rechnet man zur Nachprüfung den Bremsvorgang als einfachen Schwingungsvorgang so, als ob die Masse m (Gestell 2 und Seil) am elastischen Faden (Seil) aus der Geschwindigkeit v_0 plötzlich durch Festhalten des oberen Seilendes in Schwingung gebracht würde (also ohne Berücksichtigung des Bremsweges s_1 !), so gilt die bekannte Gleichung

$$y = \frac{v_0}{k} \sin k t + \frac{G}{\alpha} (1 - \cos k t).$$

Hierin ist $k = \sqrt{\frac{\alpha}{m}}$, während G und α die schon oben erläuterte Bedeutung haben.

Ferner ist:

$$v = v_0 \cos k t + \frac{G k}{\alpha} \sin k t.$$

Für verschiedene Zeiten ergibt sich

t	y	v
0	0	18,00
0,01	0,181	18,09
0,05	0,905	17,89
0,10	1,768	16,54
0,15 sec	2,545 m	14,13 m/sec

Man sieht, daß y für $t_1 = 0,14 \text{ sec}$ dem Werte $s_2 = 2,51 \text{ m}$ sehr gut entspricht; die Geschwindigkeit v wird hier geringer als v_2 , weil hier die Bremsung sehr viel härter erfolgt, da das obere Seilende als plötzlich vollkommen festgehalten angenommen wird.

Aus Gleichung (7) folgt noch die größte Verzögerung am Gestell 1:

$$p = -\frac{v_0^2}{s_1} = -\frac{18^2}{1,615} = -200,0 \text{ m/sec}^2.$$

Die größte Verzögerung am Gestell 2 wird

$$p = -\frac{v_0^2 - v_2^2}{s_2} = -\frac{18^2 - 17,65^2}{2,51} = -\frac{12,6}{2,51} = -5,02 \text{ m/sec}^2.$$

Ergebnis für Fall A: Das durch ein Hindernis im Schacht plötzlich aufgehaltene Gestell 1 kommt von seiner vollen Fahrgeschwindigkeit $v_0 = 18 \text{ m/sec}$ in $t_1 = 0,14 \text{ sec}$ zur Ruhe und legt dabei einen Bremsweg $s_1 = 1,61 \text{ m}$ zurück. Im Seil über dem Gestell 1 tritt dabei die Seilbruchlast $P = 236 \text{ t}$ auf. Die Seilkräfte nehmen im übrigen Seil um so mehr ab, je weniger Masse sie aufzuhalten haben: Unterhalb der unteren Seilscheibe ist die Seilkraft nur noch $S = 47,1 \text{ t}$, über dem Gestell 2 in Wirklichkeit noch kleiner. Der Bremsweg des Gestelles 2 ist $s_2 = 2,51 \text{ m}$, die Dehnung des Seiles bis zum Seilbruch also $0,90 \text{ m}$. Im Verlaufe dieses Bremsvorganges wird die Geschwindigkeit des Gestelles 2 von $v_0 = 18 \text{ m/sec}$ nur auf $v_2 = 17,65 \text{ m/sec}$ herabgemindert.

2. Fall B (Abb. 4).

Für den Fall A war vorausgesetzt, daß das Gestell 1 im Schachte klemmt. Zwischen dem Gestelle 1 im Schachte und der oberen Seilscheibe besteht also während des ganzen Bremsvorganges die Verbindung durch das Seil; d. h. die in diesem wirkende Seilbruchlast P verankert dabei den ganzen Turm gegen den Schachtausbau, erschwert also sein Kippen. Es soll nun angenommen werden, daß das Hindernis, an dem das Gestell 1 so plötzlich festfährt, nicht im Schachte, sondern im

Turm selbst sitze (Abb. 4). Dabei übt jetzt die Wucht des Gestelles 1 sogar eine hebende Wirkung auf den Turm aus.

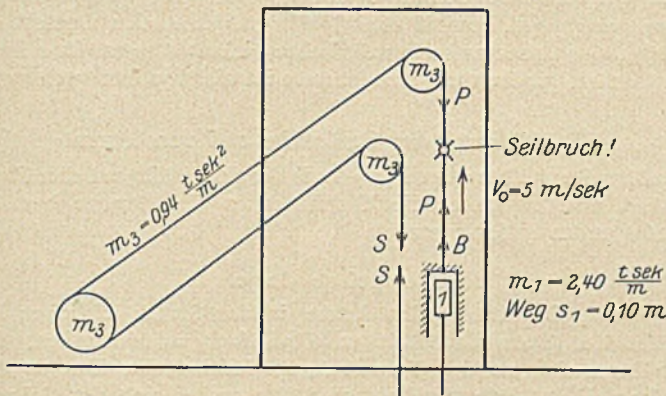


Abb. 4. Fall B u. C:

Das aufwärts gehende Gestell 1 klemmt im Turm.

Bem.: Im Falle B: $P = 236 \text{ t}$ (Seilbruch), G_s, m_s, G_2 und m_2 wie in Abb. 3; $s_2 = 0,16 \text{ m}$.

Im Falle C: Geringere Seilkräfte, kein Seilbruch; vgl. Rechnung.

Dieser Fall wäre selbstverständlich weit ungünstiger, wenn das Gestell mit der vollen Fahrgeschwindigkeit in den Turm einfahren könnte. Durch eine automatische Bremsvorrichtung ist aber Vorsorge getroffen, daß die Geschwindigkeit des Gestelles beim Einfahren in den Turm höchstens 5 m/sec beträgt.

Nimmt man zunächst wieder das Seil als vollkommen starr an, so gilt:

$$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} m v_0^2 + G s_1 = 0,$$

$$s_1 = \frac{m v_0^2}{P - 2G} = \frac{2,86 \cdot 5^2}{236 - 37,6} = 0,36 \text{ m}.$$

Aber auch hier muß wieder die Dehnbarkeit des Seiles berücksichtigt werden, wenn man den Vorgang einigermaßen genau erfassen will. Der Gedanken- und Rechnungsgang ist genau der gleiche wie unter A dargelegt. Es gelten dieselben Gleichungen; die Ausrechnung ergibt hier

aus Gl. (15): $v_2 = 1,369 + \frac{28,74}{s_1} - \frac{2,862}{s_1^2},$
und weiter $s_1 = 0,101 \text{ m}, \quad v_2 = 5,27 \text{ m/sec},$
 $s_2 = 0,162 \text{ m}, \quad t_1 = 0,032 \text{ sec},$
 $S = 3,2 \text{ t}.$

Wird wiederum die Seildehnung als Schwingungsvorgang gerechnet, so ergibt sich:

t	y	v
0	0	5,00
0,03	0,156	5,24
0,05	0,260	5,11
0,10	0,526	5,06
0,15 sec	0,782 m	4,68 m/sec

Auch hier wird die Größe des Weges s_2 durch den Schwingungsausschlag in der gleichen Zeit bestätigt.

Die Bremsverzögerungen sind:

$$p_1 = -\frac{v_0^2}{s_1} = -\frac{25}{0,101} = 248 \text{ m/sec}^2,$$

$$p_2 = -\frac{v_0^2 - v_2^2}{s_2} = \frac{5^2 - 5,27^2}{0,16} = +\frac{2,77}{0,16} = +17,3 \text{ m/sec}^2.$$

Die Größe der hebenden Kraft B, die durch die Wucht des Gestelles 1 auf den Turm ausgeübt wird, berechnet sich aus der Gleichung

$$(17) \quad -\frac{1}{2} B s_1 = \frac{1}{2} m_1 v_0^2 - G_1 s_1$$

zu

$$B = \frac{m_1 v_0^2}{s_1} - 2 G_1 = \frac{2,40 \cdot 25}{0,101} - 2 \cdot 23,6 = 594 - 47 = 547 \text{ t}.$$

Ergebnisse für Fall B: Das durch ein Hindernis im Turm plötzlich aufgehaltene Gestell 1 kommt von seiner Fahrgeschwindigkeit $v_0 = 5 \text{ m/sec}$ in $t_1 = 0,032 \text{ sec}$ zur Ruhe und legt dabei einen Bremsweg $s_1 = 0,10 \text{ m}$ zurück. Im Seil über dem Gestell 1 tritt dabei die Seilbruchlast $P = 236 \text{ t}$ auf. Die Seilkräfte nehmen im übrigen um so mehr ab, je weniger Masse sie aufzuhalten haben. Unterhalb der unteren Seilscheibe ist die Seilkraft S nur noch 47 t , über dem Gestell 2 in Wirklichkeit noch kleiner. Der Bremsweg des Gestells 2 ist $s_2 = 0,16 \text{ m}$, die Dehnung des Seiles bis zum Seilbruch also $0,06 \text{ m}$. Im Verlaufe dieses Bremsvorganges erhöht sich die Geschwindigkeit des Gestelles 2 von $v_0 = 5 \text{ m/sec}$ auf $v_2 = 5,27 \text{ m/sec}$ durch die Wirkung der Schwere des Seiles und des Gestelles 2. Schon bei Betrachtung des außerordentlich kleinen Bremsweges s_1 , den man nach den Ergebnissen der Rechnung annehmen muß, damit die gewaltige Seilbruchlast von $P = 236 \text{ t}$ zustandekommt, und noch mehr bei Betrachtung der gewaltigen Größe der Kraft B von 547 t gewinnt man die Überzeugung, daß eine so plötzliche Bremsung des Gestelles 1 im Turm, wie sie der vorstehenden Überlegung und Rechnung zugrunde liegt, sehr unwahrscheinlich erscheint und kaum vorkommen dürfte, da ein so starres Hindernis schwer auszudenken ist. Trotzdem soll dieser Bremsfall in seiner Auswirkung auf den Turm noch weiterhin mit verglichen werden.

3. Fall C.

Gegenüber dem etwas unwahrscheinlichen Fall B sei noch als dritter Fall C derjenige betrachtet, wo das Gestell 1 im Turme beim Übertreiben durch die Zusammenziehung der Spurlatten angehalten wird, also in einer Weise zur Ruhe kommt, deren Eintreten wesentlich wahrscheinlicher ist, als die ganze außerordentlich plötzliche Bremsung durch ein Hindernis nach Fall B.

In vielen Fördergerüsten, so auch in dem Förderturm „Vereingtfeld“ bei Hohndorf, laufen die Spurlatten nach oben hin derart zusammen, daß das Gestell beim Übertreiben über die Hängebank hinaus sich festklemmen muß. Der zur Verfügung stehende und wirksame Bremsweg sei dabei mit 4 m angenommen und auf ihm komme das Gestell 1 aus der Geschwindigkeit $v_0 = 5 \text{ m/s}$ gerade bis zu $v = 0$. Damit ist also der Bremsweg $s_1 = 4 \text{ m}$ gegeben, und aus ihm berechnet sich nach Gleichung (6):

$$t_1 = \frac{\pi \cdot 4}{2 \cdot 5} = 1,256 \text{ sec}.$$

Nimmt man wieder das ganze Seil als vollkommen starr an, so gilt in üblicher Weise:

$$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} m v_0^2 + G s_1 = 0,$$

$$P = \frac{m v_0^2}{s_1} + 2G = \frac{2,86 \cdot 25}{4} + 2 \cdot 18,8 = 55,5 \text{ t}.$$

In der langen Zeit t_1 hat das Gestell 2 und das Seil vollkommen Zeit zum Ausschlagen; es sei zur Vereinfachung angenommen, daß in der Zeit t_1 auch das Gestell 2 von seiner Anfangsgeschwindigkeit v_0 gerade bis auf 0 abgebremst wird. Vermutlich wird es schon wieder eine rückläufige Bewegung ausführen; das würde heißen, daß die Seilkraft dabei sich schon wieder vermindert. Die obige Annahme stellt also die für den Turm ungünstigste dar.

Auf Grund dieser Annahmen lauten nun die Arbeits- und Dehnungsgleichungen diesmal:

$$(18) \quad -\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} S s_1 + \frac{1}{2} m_3 v_0^2 = 0,$$

$$(19) \quad -\frac{1}{2} S s_2 + G s_2 + \frac{1}{2} m v_0^2 = 0,$$

$$(20) \quad s_2 - s_1 = \frac{S}{\alpha}.$$

Die weitere Rechnung ergibt:

$$s_2 = 4,905 \text{ m}, S = 47,3 \text{ t}, P = 53,2 \text{ t}.$$

Die der Wucht des Gestelles 1 entsprechende Kraft B,

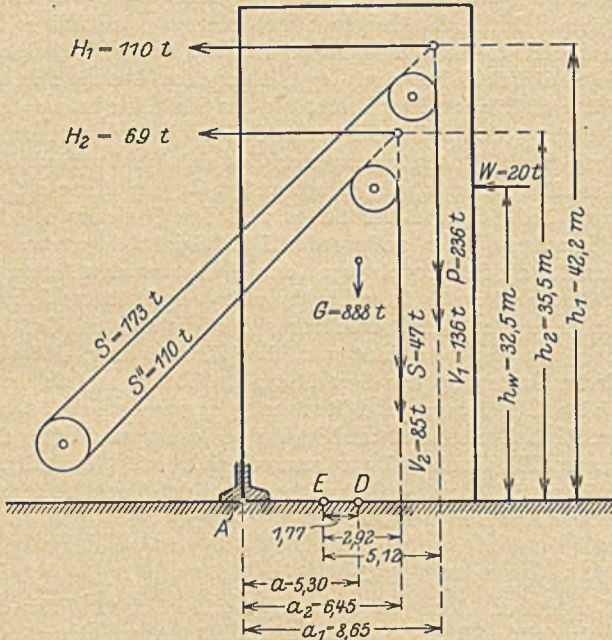


Abb. 5. Seilkräfte.

Fall A: Klemmen des Gestells im Schacht.

Bem.: Für Fall B gilt:

$$S' = 158 \text{ t}, H_1 = 98 \text{ t}, V_1 = 124 \text{ t}.$$

$$S'' = 81 \text{ t}, H_2 = 51 \text{ t}, V_2 = 64 \text{ t}.$$

$$B = 547 \text{ t nach oben gerichtet (vgl. Abb. 4).}$$

Für Fall C gilt:

$$S' = 51 \text{ t}, H_1 = 31,8 \text{ t}, V_1 = 40 \text{ t}.$$

$$S'' = 49 \text{ t}, H_2 = 30,6 \text{ t}, V_2 = 38,5 \text{ t}.$$

$$B = 32 \text{ t nach unten gerichtet.}$$

kräfte im übrigen Seil sind etwas geringer, unterhalb der unteren Leitscheibe ist $S = 47,3 \text{ t}$. Der Bremsweg des Gestelles 2 ist $s_2 = 4,90 \text{ m}$, die Seildehnung also $0,90 \text{ m}$. Im Verlaufe dieses Bremsvorganges kommt die Geschwindigkeit des Gestelles 2 von $v_0 = 5 \text{ m/sec}$ auf 0 herab, kehrt vielleicht sogar ihre Richtung schon wieder um. Das letztere ist nicht weiter verfolgt.

III. Wirkung der Seilkräfte auf den Turm.

Zur Beurteilung der Frage, wie die Seilkräfte auf den Turm wirken und ob dabei die Gefahr eines Umstürzens besteht, ist folgendes zu erörtern.

1. Drehachse durch A.

Unter Benutzung des heute in der Statik üblichen Begriffes der Standsicherheit wird vielfach angenommen, daß der Turm sich um den Punkt A, die Mitte des Fußes der linken Eckstützen (Abb. 5) dreht, wobei sich der Schwerpunkt des Turmes heben würde. Der Baugrund ist hierbei als starr angesehen. Die nach einer solchen rein statischen Betrachtungsweise, die die Kräfte als dauernd wirkend ansieht und keine Rücksicht auf ihre Zeitdauer nimmt, berechnete Standsicherheit n , ausgedrückt als das Verhältnis des Momentes der lotrechten Kräfte zu dem der wagerechten, ist in der nachfolgenden Zahlentafel für die drei Fälle A, B und C aufgeführt. Die Momente berechnen sich dabei so, wie es im folgenden näher erläutert ist. Neben der Standsicherheit steht auch noch der Abstand e der Resultierenden R aller Kräfte vom Punkte A.

Aus beiden Werten ersieht man, daß unter vorstehender Betrachtung der Fall B der ungünstigste, der Fall C der günstigste ist, und daß Fall A in der Mitte zwischen beiden steht.

Wir werden weiterhin sehen, wie sich dieses Verhältnis bei einer genaueren dynamischen Durchrechnung der Belastungsfälle unter Berücksichtigung der Zeitdauer der Kräftewirkung gerade umkehrt.

Zahlentafel.

	Lotrechte Kräfte ΣV	Wagerechte Kräfte ΣH	Gesamtkraft R	Momente der lotrechten Kräfte M_V	Momente der wagerechten Kräfte M_H	$\Delta M = M_V - M_H$	$e = \Delta M : R$	Standsicherheit n	Momenten-antrieb $\int M dt$
	t	t	t	mt	mt	mt	m		mt sec
Fall A	1393	197	1407	8788	7740	+ 1048	+ 0,75	1,14	304
Fall B	532	169	558	1480	6590	- 5110	- 9,15	0,22	138
Fall C	1045	82	1048	5881	3080	+ 2801	+ 2,67	1,91	485

Alles bezogen auf den Punkt A

bezogen auf Punkt E

die auf den Turm eine hebende Wirkung ausübt, berechnet sich aus Gl. (17):

$$-\frac{1}{2} B s_1 + \frac{1}{2} m_1 v_0^2 - G_1 s_1 = 0$$

zu

$$B = \frac{m_1 v_0^2}{s_1} - 2 G_1 = \frac{2,40 \cdot 25}{4} - 47,2 = -32,2 \text{ t},$$

wirkt also nach unten! Die Bremsverzögerung ist

$$p = -\frac{v_0^2}{s_1} = -\frac{25}{4} = -6,25 \text{ m/s}, \text{ also } < 9,81 \text{ m/s}^2.$$

Ergebnisse für Fall C: Das durch die Verengung der Spurlatten im Turm beim Übertreiben aufgehaltene Gestell 1 kommt von seiner Fahrgeschwindigkeit $v_0 = 5 \text{ m/sec}$ auf einem Bremswege $s_1 = 4 \text{ m}$ in $t_1 = 1,256 \text{ sec}$ zur Ruhe. Im Seil über dem Gestell 1 tritt dabei eine Seilkraft $P = 53,2 \text{ t}$ auf. Die Seil-

Im Gegensatz zu der Annahme des Punktes A als Drehpunkt der Kippbewegung würde bei einem Baugrund, der sich infolge der Pressung beim Kippen des Turmes elastisch stark zusammendrückt, der Turm sich vielleicht um die Achse durch den Punkt D, die Mitte der gesamten Gründungsfläche, drehen, wobei der Baugrund sich links von D zusammendrückt, rechts von D aber die durch das Eigengewicht des Turmes erzeugte Zusammenpressung des Baugrundes sich teilweise wieder aufhebt.

Die beiden vorbezeichneten Bewegungsarten sind die äußersten Grenzfälle des Möglichen; die Wirklichkeit liegt sicher zwischen beiden. Der wirkliche Drehpunkt dürfte zunächst bei Beginn des Kippens nahe bei D liegen, und in dem Maße, wie der Turm sich nach links bewegt, von D weg nach A hin wandern. Das Bauwerk wälzt sich auf dem Baugrund ab. Ohne weiter auf diese schwierige Frage einzugehen, soll der Kürze und Einfachheit halber als unveränderlicher Drehpunkt der Punkt E angenommen werden, der um $1/3$ der Länge DA von D entfernt liegt.

2. Drehachse durch E.

Für diesen Punkt E sind zunächst die Drehmomente der angreifenden Kräfte und Gewichte zu berechnen.

a) Momente für den Fall A.

Während der Zeit t_1 wirken am Turm die von 0 bis zu ihrem größten Werte anwachsenden Kräfte P und S mit den Grenzwerten $P = 236 \text{ t}$ und $S = 47,1 \text{ t}$. In den Seilstücken zwischen P und S werden die Seilzugkräfte durch Zwischenschaltung ermittelt wie in Abb. 5 eingetragen. Außer ihnen wirkt noch kippend eine Windkraft $W = 20 \text{ t}$ in einer Höhe von 32,5 m.

Dem Kippmoment wirkt außer der Massenträgheit des Turmes noch entgegen das Gewicht G des Turmes, die Seilkräfte P und S in den lotrechten Seilen sowie die lotrechten Komponenten V_1 und V_2 der schrägen Seilzüge S' und S'' in denselben Wirkungslinien wie P und S.

Es ergeben sich damit folgende größte Werte der Drehmomente in bezug auf E:

1. der wagerechten Kräfte:

$$\begin{array}{r} \text{Seilzüge } H_1 h_1 + H_2 h_2 = 7090 \text{ mt} \\ \text{Wind } W h_3 = 650 \text{ „} \\ \hline 7740 \text{ mt} \end{array}$$
2. der lotrechten Kräfte:

$$\begin{array}{r} \text{Seilzüge } (P + V_1) a_1 + (S + V_2) a_2 = 2296 \text{ mt} \\ \text{Turmgewicht } G a = 1574 \text{ „} \\ \hline 3870 \text{ mt} \end{array}$$

Hierbei ist zu beachten, daß die Kippmomente $H_1 h_1 + H_2 h_2$ während der Zeit t_1 , in der das Aufhalten des Gestelles und damit der Bruch des Seiles sich vollzieht und in der der Anlaß für ein etwaiges Kippen des Turmes gegeben wird, von 0 bis zum Werte 7090 mt anwachsen, weil die Kräfte H anwachsen, daß das Kippmoment des Winddruckes aber während dieser Zeit konstant bleibt. Für die Standmomente gilt sinngemäß das Gleiche: dasjenige des Turmeigengewichtes ist unverändert von Anfang an mit 1574 mt vorhanden, diejenigen der Kräfte P, S und V wachsen ebenfalls erst während der Zeit t_1 von 0 bis zum größten Werte von 2296 mt an. Der Verlauf der Kippmomente ist in Abb. 6a zeichnerisch dargestellt; der Übergang von den Anfangs- zu den Endwerten erfolgt dabei nach einer Sinuslinie, da die Kräfte, wie grundlegend angenommen wurde, proportional mit dem Wege s wachsen und dieser wieder nach Gleichung (4) mit $\sin(\beta t)$ sich verändert.

Aus der Abb. 6a erkennt man, daß die Kippmomente im Anfang der Zeitdauer t_1 etwas kleiner als die Standmomente sind, daß sie aber im letzten Teile dieser Zeitdauer sie ganz beträchtlich über-

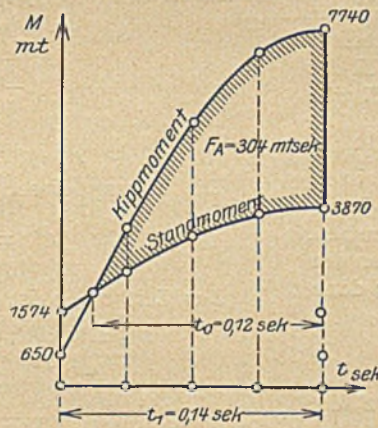


Abb. 6 a. Fall A.

Momente der lotrechten Kräfte:

$$\begin{array}{r} (V_1 - B) a_1 + (S + V_2) a_2 = -2014 \text{ mt} \\ G a = +1574 \text{ „} \\ \hline -440 \text{ mt} \end{array}$$

Den Verlauf der Momente vom Beginn der Bremsung bis zum Ende stellt die Abb. 6b dar.

Auch hier verändern sie sich wieder nach dem Sinusgesetz; diejenigen der wagerechten Kräfte wachsen von 650 mt bis zu 6590 mt, diejenigen der lotrechten Kräfte nehmen ab von +1570 mt auf -440 mt.

Dieses negative Vorzeichen bedeutet, daß auch die Momente der lotrechten Kräfte hier kippend wirken, daß also von einer Standsicherheit hier überhaupt nicht gesprochen werden kann.

c) Momente für den Fall C.

Die Drehmomente in bezug auf den Punkt E sind:

Momente der wagerechten Kräfte (Abb. 5):

$$\begin{array}{r} H_1 h_1 + H_2 h_2 = 2430 \text{ mt} \\ W h_3 = 650 \text{ „} \\ \hline 3080 \text{ mt} \end{array}$$

Momente der lotrechten Kräfte:

$$\begin{array}{r} (V_1 + B) a_1 + (S + V_2) a_2 = 617 \text{ mt} \\ G a = 1574 \text{ „} \\ \hline 2190 \text{ mt} \end{array}$$

Es zeigt sich, daß auch hier die Standmomente noch kleiner sind als die Kippmomente, daß also auch in diesem Falle nach rein statischen Begriffen die Standsicherheit des Turmes bei weitem nicht ausreichend ist (Abb. 6c).

Bei der Kürze der Zeitdauer t_1 , während deren sich nach der Rechnung der Seilbruch vollzieht und auf die sich die Entstehung und Wirkung der großen kippenden Kräfte beschränkt, ist die Trägheitskraft des Turmes aber so erheblich, daß der Kraftantrieb der Kippmomente nicht genügt, um den Turm aus seiner Standsicherheit zu rütteln.

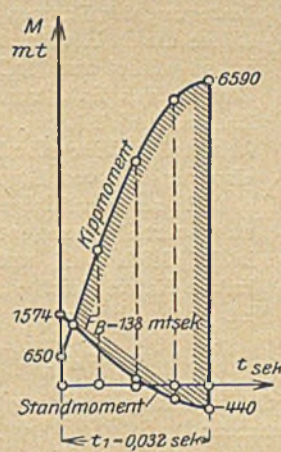


Abb. 6 b. Fall B.

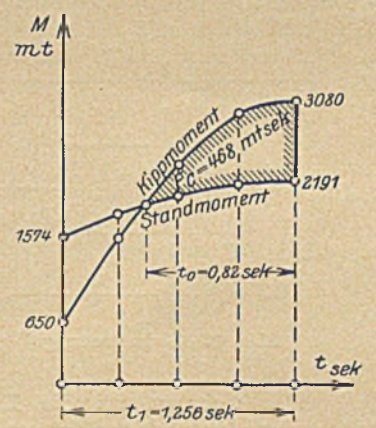


Abb. 6 c. Fall C.

Verlauf der Kippmomente.

IV. Verhalten des Turmes.

Der Turm vollzieht unter dem Einfluß der kippenden Momente eine Drehbewegung, nach Annahme um die Achse E. Bekannt ist für diese Bewegung die Größe der angreifenden Momente und die Zeitdauer ihrer Wirkung.

Zur Entscheidung der Frage, welcher der drei Belastungsfälle A, B und C auf den Turm am ungünstigsten einwirkt, ist der Kraftantrieb maßgebend, d. h. das Produkt aus Kraft mal Zeitdauer der Kraftwirkung. Die Kräfte kommen aber hier in ihren Momenten zur Wirkung, deshalb ist das Produkt aus den Momenten mal Zeitdauer zu bilden. Natürlich sind die Überschüsse der Kippmomente über die Standmomente einzusetzen und als Zeit nur diejenige t_0 ,

b) Momente für den Fall B.

Nach genau demselben Gedanken- und Rechnungsgang wie beim Fall A ergeben sich hier die unter der Abb. 5 eingeschriebenen Seilkräfte und damit die Kippmomente in bezug auf den Drehpunkt E.

Momente der wagerechten Kräfte:

$$\begin{array}{r} H_1 h_1 + H_2 h_2 = 5940 \text{ mt} \\ W h_3 = 650 \text{ „} \\ \hline +6590 \text{ mt} \end{array}$$

An sich wäre also eine Standsicherheit im vorliegenden Falle nach unsern gewöhnlichen Begriffen der Statik nicht vorhanden. Wir werden zu prüfen haben, wie weit das zu Bedenken Anlaß gibt.

während deren die Kippmomente über die Standmomente hinausgehen (vgl. Abb. 6). Der Momentenantrieb ist gegeben durch den Ausdruck

$$\int_0^{t_0} M dt$$

und ist dargestellt in den Abb. 6a, b und c durch die Flächen F_A , F_B und F_C . Die größte der drei Flächen ist F_C , der Fall C ist also der für die Standsicherheit des Turmes ungünstigste, nächst ihm steht Fall A.

Die beiden ungünstigsten Fälle A und C unterscheiden sich erheblich voneinander in der Zeitdauer der Wirkung der kippenden Momente. Das muß auch bei Untersuchung der Einwirkung auf den Turm beachtet werden.

Die kippenden Momente wachsen in der Zeit t_0 von 0 bis zum größten Werte an, und zwar unabhängig von der Bewegung des Turmes; sie sind eine Funktion der Zeit. Ihre besondere Eigenart besteht darin, daß sie mit der Zeit t_0 aufhören zu wirken.

Um zu einer einfachen und übersichtlichen Rechnung zu kommen, soll für die folgenden Ermittlungen angenommen werden, daß das Kippmoment während der Zeitdauer t_0 unveränderlich sei; seine Größe ergibt sich dann aus der Größe Momentenantrieb (Flächen F_A und F_C der Abb. 6) dividiert durch die Zeit t_0 ; also für

Fall A: $M_K = \frac{304 \text{ mt/sec}}{1,12 \text{ sec}} = 2530 \text{ mt}$,

Fall C: $M_K = \frac{468 \text{ mt/sec}}{0,82 \text{ sec}} = 570 \text{ mt}$.

Den Kippmomenten wirkt entgegen der Formänderungs-

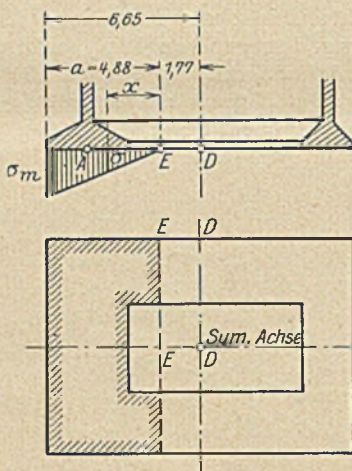


Abb. 7. Bodenpressung.

widerstand, den der Baugrund seiner Zusammendrückung entgegensetzt. Der Baugrundwiderstand wachse proportional mit der Bodenzusammendrückung. Da eine Drehbewegung des Turmes um die Achse durch E vorausgesetzt ist, so erfährt nur der Teil des Baugrundes links von E eine Zusammendrückung. Die Arbeit der Widerstände wird also nur links von E geleistet.

Es sei geradlinige Spannungsverteilung angenommen, in E gleich Null, unter der linken Kante gleich σ_m ; dann ist nach Abb. 7:

$$\sigma = \sigma_m \frac{x}{a}.$$

Des weiteren sei die Bodenzusammendrückung z der Spannung proportional angenommen:

$$z = \frac{\sigma}{c};$$

c ist dann die Bettungsziffer und sei gleich $10 \text{ kg/cm}^3 = 10\,000 \text{ t/m}^3$ gesetzt, was für den vorliegenden Baugrund, sehr festes Rotliegendes, heute allgemein angenommen wird. Auch für die Zusammendrückung gilt dann wie für die Spannungen:

$$z = z_m \frac{x}{a}.$$

Das Moment des Formänderungswiderstandes des Baugrundes ist nach Abb. 8a:

$$(21) \begin{cases} M_s = \int_0^a \sigma df x = \int_0^a \sigma_m \frac{x^2}{a} df = \int_0^a z_m \frac{c}{a} x^2 df = z_m \frac{c}{a} \int_0^a x^2 df \\ = z_m \frac{c}{a} J_E = \varphi c J_E. \end{cases}$$

J_E ist das Trägheitsmoment des Teiles der Grundfläche des Bauwerkes, der links von E liegt, in bezug auf eine Achse durch E, sein Zahlenwert ist 750 m^4 . φ ist der Drehwinkel des Turmes, $\varphi = \frac{z_m}{a}$. Das Moment des Trägheitswiderstandes der Turmmasse in bezug auf die Achse E ist:

$$(22) \quad M_T = J_m \frac{d^2 \varphi}{dt^2}.$$

Hierbei wird der Turmkörper als starr angesehen, was bei den geringen Spannungen im Eisenbeton als durchaus zulässig gelten kann.

J_m berechnet sich zu $60\,300 \text{ mt sec}^2$.

Nach dem Prinzip von d'Alembert gilt:

$$(23) \quad \begin{cases} -M_K + M_s + M_T = 0 \\ -M_K + \varphi c J_E + J_m \frac{d^2 \varphi}{dt^2} = 0. \end{cases}$$

Hieraus folgt:

$$\frac{d^2 \varphi}{dt^2} = \frac{M_K}{J_m} - \varphi c \frac{J_E}{J_m} = \alpha - \beta \varphi.$$

Es bedeutet somit für den Bereich der Gleichungen (23) bis (27):

$$(24) \quad \alpha = \frac{M_K}{J_m}; \quad \beta = c \frac{J_E}{J_m}.$$

In Zahlen für Fall A: $\alpha = 0,042$ } $\beta = 58,5$
für Fall B: $\alpha = 0,00945$ } $\sqrt{\beta} = 7,65$.

Die Lösung der obigen Differentialgleichung gibt:

$$\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)^2 = 2\alpha\varphi - \beta\varphi^2 + C_1.$$

Die Konstante C_1 wird gleich Null, da für $\varphi = 0$ auch die Geschwindigkeit der Turmbewegung $\omega = \frac{d\varphi}{dt}$ gleich Null ist. Es folgt:

$$\frac{d\varphi}{dt} = \sqrt{2\alpha\varphi - \beta\varphi^2}.$$

$$\sqrt{\beta} dt = \frac{d\varphi}{\sqrt{2\frac{\alpha}{\beta}\varphi - \varphi^2}}.$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung gibt:

$$\sqrt{\beta} t = \arcsin \frac{\alpha - \beta\varphi}{\alpha} + C_2.$$

Zur Zeit $t = 0$ ist $\varphi = 0$, also $C_2 = -\frac{\pi}{2}$. Somit wird

$$\frac{\alpha - \beta\varphi}{\alpha} = \sin\left(\frac{\pi}{2} + \sqrt{\beta} t\right) = \cos(\sqrt{\beta} t)$$

$$(25) \quad \varphi = \frac{\alpha}{\beta} (1 - \cos[\sqrt{\beta} t]).$$

Für diese Gleichung ist zu beachten, daß sie nur Gültigkeit hat für Werte von t , die kleiner sind als t_0 , da ja der Momentenantrieb auf den Turm mit der Zeit t aufhört. Den größten Schwingungsausschlag erhält man aus der Bedingung, daß $\omega = \frac{d\varphi}{dt} = 0$ wird.

Es ist:

$$(26) \quad \omega = \frac{d\varphi}{dt} = \frac{\alpha}{\beta} \sqrt{\beta} \sin(\sqrt{\beta} t) = \frac{\alpha}{\sqrt{\beta}} \sin(\sqrt{\beta} t),$$

$\sin(\sqrt{\beta} t)$ wird gleich Null für $\sqrt{\beta} t = 0 \quad \pi \quad 2\pi \quad 3\pi$ usw.

also für $t = 0 \quad \frac{\pi}{\sqrt{\beta}} \quad \frac{2\pi}{\sqrt{\beta}} \quad \frac{3\pi}{\sqrt{\beta}}$

d. h. für $t = 0 \quad 0,411 \quad 0,822 \quad 1,233 \text{ s}$

$1 - \cos \sqrt{\beta} t = 0 \quad 2 \quad 0 \quad 2$

Der größte Schwingungsausschlag würde sich berechnen zu

$$\varphi_m = \frac{2\alpha}{\beta}$$

Fall A. Da in diesem Falle die Zeitdauer t des Kraftangriffes der Kippmomente, soweit sie die Standmomente übersteigen, $t_0 = 0,12$ sec ist, so liegt diese Zeit innerhalb des ersten Schwingungsausschlages, der ja mit $t = 0,411$ sec erreicht wird; d. h. die Kippmomente hören etwa im ersten Drittel der halben Schwingungsdauer auf, zu wirken. Die obige Gleichung (25) gilt also nur bis $t_0 = 0,12$ sec. Es wird dann

$$\varphi_0 = \frac{\alpha}{\beta} (1 - \cos \sqrt{\beta} t_0) = \frac{0,042}{58,5} (1 - \cos 7,65 \cdot 0,12) = 2,82 \cdot 10^{-4}$$

Die Zusammendrückung des Baugrundes ist

$$z_0 = \varphi_0 a = 2,82 \cdot 10^{-4} \cdot 4880 \text{ mm} = 1,376 \text{ mm.}$$

Die Winkelgeschwindigkeit in diesem Augenblick beträgt nach Gl. (26):

$$\omega_0 = \frac{0,042}{58,5} \sin 0,918 = 5,71 \cdot 10^{-4}$$

Der Turm hat jetzt eine dieser Winkelgeschwindigkeit und seiner Masse entsprechende Wucht E . Es ist

$$E = \frac{1}{2} J_m \omega^2 = \frac{1}{2} \cdot 60300 \cdot 5,71^2 \cdot 10^{-8} = 0,0983 \text{ mt.}$$

Sie wird durch die weitere Arbeit des Widerstandes des Baugrundes aufgezehrt. Diese Arbeit ist allgemein:

$$(27) \quad \mathcal{A}_\sigma = \int \sigma dz = \int c z^2 dz = \int c z_m \frac{x^2}{a^2} dz = c \frac{z_m^2 J_\epsilon}{a^2}$$

Die bis zur Zusammendrückung z_0 geleistete Arbeit ist hiervon abzuziehen, die Differenz gleich E zu setzen:

$$E = 0,0983 \text{ mt} = c J_\epsilon \left(\frac{z_m^2 - z_0^2}{a^2} \right) = \frac{10000 \cdot 60300 z_m^2 - 1,376^2}{4880^2}$$

Es folgt:

$$z_m^2 = 1,376^2 + \frac{0,0983 \cdot 4880^2}{10000 \cdot 60300} = 1,8943 + 0,00388 = 1,8973$$

$$z_m = 1,377 \text{ mm.}$$

Die Erhöhung gegenüber z_0 ist belanglos.

Die der Zusammendrückung z entsprechende Bodenpressung ist $\sigma_m = 10 \cdot 0,138 = 1,38 \text{ at}$. Die wagerechte Bewegung des Turmes in Höhe der oberen Seilscheibe (35 m über Gründungssohle) beträgt:

$$\Delta b = 1,38 \cdot \frac{35}{4,88} = 9,8 \text{ mm.}$$

Es ist nicht zu leugnen, daß dieser Wert als gering bezeichnet werden darf und daß mit seiner Feststellung die Standsicherheit des Turmes auch bei Seilbruch im ungünstigsten Falle schon klar erwiesen ist.

Um aber noch einen zahlenmäßigen Maßstab für Vergleiche zu schaffen, sei folgendes ausgeführt:

a) Für den Fall A beträgt die zusätzliche größte Bodenpressung infolge der Bewegung des Förderturmes nur 1,4 at gegenüber einer Pressung von rund 1 at aus dem reinen Turmeigengewicht. Die Gesamtpressung geht also nur auf 2,4 at, d. h. noch nicht über die zugelassene Bodenpressung von 2,5 at hinaus. Unter dem Eigengewicht und den normalen Betriebslasten, unter denen die Standsicherheit noch 4,6-fach ist, erreicht der Bodendruck auch schon einen Wert von 1,56 at.

b) Einen Anhalt gibt auch die Nachrechnung für den Fall C. Da dieser, rein statisch betrachtet, eine vollkommen ausreichende, ja sogar reichliche Standsicherheit ($n = 1,91$) gegenüber einem Kippen um den Punkt A hat, so läge an sich keine Veranlassung vor, ihn noch dynamisch weiter zu verfolgen. Es geschieht aber nachstehend, um einen Vergleich zu schaffen mit dem Fall A, der rein statisch keine ausreichende Standsicherheit hat.

Fall C. Die Zeitdauer des Kraftangriffes der Kippmomente, soweit sie die Standmomente übersteigen, ist hier $t_0 = 0,82$ sec; vgl. Abb. 6c; sie wirken während der ganzen oben errechneten Dauer des ersten Schwingungsausschlages bis zur Rückkehr des Turmes in seine Ausgangslage. Es genügt also, den größten Schwingungsausschlag zu berechnen; er ist

$$\varphi_m = \frac{2d}{\beta} = \frac{2 \cdot 0,00945}{58,5} = 3,23 \cdot 10^{-4}$$

Somit beträgt die Zusammendrückung an der linken Kante der Gründungsplatte

$$z_m = \varphi_m a = 3,23 \cdot 10^{-4} \cdot 4,88 \text{ m} = 1,58 \text{ mm,}$$

die zusätzliche Bodenpressung $\sigma_m = 1,58 \text{ at}$, die wagerechte Bewegung des Turmes in Höhe der oberen Seilscheibe

$$\Delta b = 1,58 \cdot \frac{35}{4,88} = 11,3 \text{ mm.}$$

Auch diese Zahlen bestätigen noch einmal, daß der Fall C (Aufhängen des Gestelles r in den zusammenlaufenden Spurlatten auf einem Bremswege von 4 m) in seiner Auswirkung auf den Förderturm ungünstiger ist als der Fall A (plötzliches Aufhalten des Gestelles r durch ein sehr starkes Hindernis), obwohl dieser 5–6 mal so große Kräfte aufweist, so daß bei ihm Seilbruch zustande kommt.

Da nun Belastungsfall C mit einer statischen Standsicherheit von $n = 1,91$ nach allgemeiner Auffassung als durchaus unbedenklich gilt, nach vorstehender Rechnung aber trotzdem eine wagerechte Turmbewegung von 11,3 mm ergibt, und wenn im Vergleich dazu der Belastungsfall A, der statisch keine genügende Standsicherheit ergibt, eine kleinere wagerechte Turmbewegung von 9,8 mm liefert, so folgt daraus mit Recht, daß diese wagerechte Bewegung von 9,8 mm als vollkommen unbedenklich angesehen werden darf, da wir sie im Falle C noch in größerem Maße ohne Einwendung zulassen.

c) Weitere Anhaltspunkte zur Beurteilung der Zulässigkeit der Turmbewegung gibt der Vergleich mit den folgenden tatsächlichen Werten der Bewegung von Bauwerken: Die 142 m hohe Esse bei Halsbrücke schwankt im Sturm um 5 cm. Nimmt man ihre Biegelinie als Parabel an, so beträgt die Bewegung in $\frac{1}{4}$ der Höhe, also bei 37 m immer noch 3,2 mm, also $\frac{1}{3}$ soviel, wie die unseres Förderturmes gleicher Höhe bei Seilbruchlast.

Der Förderturm ist jetzt im Betrieb; bei normaler Förderung treten in ihm Schwankungen auf, die wir in Höhe der oberen Seilscheibe, also in 35 m Höhe, nach verschiedenen Verfahren übereinstimmend zu etwa 2 mm gemessen haben, und zwar treten sie sowohl nach der Längsachse, wie auch nach der Querachse des Bauwerkes auf; sie steigern sich allmählich bis zum Ende der Förderung hin auf dieses Maß und hören sehr bald wieder auf. Die Bewegungen des Turmes gehen also auch im Falle eines Seilbruches, dank der gewaltigen Masse des Bauwerkes und dank der kurzen Dauer des Seilbruchvorganges, nicht wesentlich über die Größenordnung seiner Schwingungen bei normalem Betrieb hinaus.

d) Errechnet man ferner in gleicher Weise, wie es für den Belastungsfall C geschehen ist, zum Vergleich noch die Belastung durch die reinen Betriebslasten ohne jeden Stoßauschlag, auch ohne Wind, und läßt man für diesen Fall eines geringen Ausschlages den Turm sich zunächst einmal um die Achse D drehen, so ergibt sich: das Moment der wagerechten Kräfte zu 1040 mt, der lotrechten Kräfte zu 180 mt, der Überschuß $M_k = 860 \text{ mt}$ als dauernd wirkend. Damit wird $\alpha = \frac{860}{60300} = 0,0143$; mit einem Trägheitsmomente der Turmgrundfläche in bezug auf die Achse D zu $J_D = 850 \text{ m}^4$ wird ferner $\beta = \frac{10000 \cdot 850}{60300} = 141$. Somit ergibt sich der größte Schwingungsausschlag

$$\varphi_m = \frac{2\alpha}{\beta} = 2 \cdot \frac{0,0143}{141} = 2,03 \cdot 10^{-4}$$

Die Zusammendrückung an der linken Gründungskante:

$$z_m = \varphi_m a = 6650 \cdot 2,03 \cdot 10^{-4} = 1,32 \text{ mm,}$$

demgemäß die Bodenpressung $\sigma_m = 1,32 \text{ at}$, die wagerechte Bewegung des Turmes in 35 m Höhe zu $\Delta b = 2,03 \cdot 10^{-4} \cdot 35000 = 7 \text{ mm}$.

Zunächst zeigt der Vergleich mit dem Werte für den Fall A, daß die dort gefundene Bewegung von 9,8 mm nicht als zu hoch gelten kann und daß sie zu keinen Bedenken Veranlassung gibt.

Des weiteren sei noch auf folgendes hingewiesen: Gemessen sind in der Höhe von 35 m als wirkliche Bewegung des Turmes etwa 2 mm. Der Vergleich mit dem vorstehend, unter der ungünstigsten Annahme über die Lage der Drehachse in D errechneten Werte von 7 mm läßt den Schluß zu, einmal, daß die Drehachse bei der Turmbewegung nicht bei D liegen kann, sondern tatsächlich etwas links davon liegt, und zum andern, daß vielleicht die Bettungsziffer des Baugrundes doch noch einen etwas höheren Wert hat, als der eingesetzte Wert $c = 10 \text{ kg/cm}^3$. Vor allem ist eine andere Lage der Drehachse stark zu vermuten.

Die geringe seitliche Bewegung des Turmes trotz des ganz kolossalen Ruckes, den er bekommt, erklärt sich aus dem Trägheitswiderstand, den die große Masse des Bauwerkes dem „In-Bewegung-gesetzt-werden“ entgegenstellt. Die große Masse des Eisenbetons ist hier sein Vorteil, gegenüber dem andern Baustoff, der mit ihm bei solchen Bauwerken in Wettbewerb tritt, dem Eisen. Hier macht sie sich einmal im günstigen Sinne bemerkbar, während das Eigengewicht des Eisenbetons ihn ja bekanntlich in vielen Fällen ungünstig stellt

gegenüber dem Eisen und seine Wettbewerbsfähigkeit stark beeinträchtigt oder gar von vornherein ausschließt.

Das Eisen hätte im vorliegenden Fall nur etwa $\frac{1}{5}$ soviel Masse, wie Eisenbeton. Die entsprechende Rechnung ergibt eine wagerechte Verschiebung des Turmes in Höhe der oberen Seilscheibe von rund 70 mm gegen 9,8 mm beim Eisenbeton, also 7 mal soviel, und einen zusätzlichen Bodendruck an der linken Kante von rd. 9,8 at gegen 1,4 at bei Eisenbeton. Daß Bewegungen und Drücke solchen Ausmaßes bedenklich sein würden, ist wohl selbstverständlich.

*

Der angestellte Rechnungsgang und die mitgeteilten Ergebnisse können natürlich keinen Anspruch auf absolute Genauigkeit erheben; dazu ist das Problem für eine strenge Rechnung viel zu verwickelt.

Aber die Zahlen geben die Kräfte und die Bewegungen doch jedenfalls in der richtigen Größenordnung wieder, so daß man sie einer Beurteilung der Standsicherheit verlässlich zugrunde legen kann.

HEBUNG EINER VILLA.

Von Dr.-Ing. H. Lange, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Köln.

Im Frühjahr dieses Jahres erhielt die Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Köln, den Auftrag, eine mehrgeschossige, massive Villa von 200 m² Grundfläche in Rodenkirchen bei Köln um 150 cm zu heben.

Der Anlaß zu der Hebung liegt darin, daß das Haus in den letzten Jahren durch das Hochwasser des Rheins insofern stark in Mitleidenschaft gezogen wurde, als das Wasser mehrfach den Erdgeschoßfußboden überflutete. Dadurch erwuchsen dem Bauherrn jedesmal sehr erhebliche Ausgaben für die Beseitigung von Wasserschäden an Parkettfußböden, Tapeten, Wandverkleidung usw. Außerdem waren die im Erdgeschoß liegenden Wohnräume der Villa bis zur völligen Austrocknung monatelang unbewohnbar. Das gut ausgestattete Gebäude wurde kurz vor dem Kriege erbaut und stellt einen beträchtlichen Wert dar. Um diesen möglichst in seiner Höhe zu erhalten, entschloß sich der Bauherr, das Gebäude 1,50 m heben zu lassen. Die Hebung um 1,50 m ist als ausreichend zu betrachten, wenn man bedenkt, daß das Wasser jetzt nach erfolgter Hebung noch um 50 cm höher steigen kann als beim letzten Hochwasser im Jahre 1926 (dem höchsten seit Jahrhunderten), ohne den Erdgeschoßfußboden zu erreichen. Der Kostenaufwand für die Hebung ist daher vom wirtschaftlichen Standpunkt aus durchaus gerechtfertigt.

Da das Heben eines Hauses in Deutschland nicht gerade zu den alltäglichen Aufgaben des Bauwesens gehört und daher von Interesse für die Fachwelt sein dürfte, soll nachstehend der Arbeitsvorgang kurz beschrieben werden.

Im vorliegenden Fall war die Ausführung insofern etwas umständlich, als die Villa einen sehr unregelmäßigen, d. h. für die Hebung nicht sehr günstigen Grundriß besitzt und sämtliche Anbauten, Erker und Terrassen gleichzeitig mitgehoben werden sollten (s. Abb. 1: Grundriß, s. Abb. 2: Ansicht). Außerdem waren die tragenden Wände des Erdgeschosses durch derartig große Öffnungen durchbrochen, daß die Räume nahezu einen einzigen Raum darstellten, was der Stabilität des Hauses während des Hebungsvorganges gefährlich werden konnte. Es wurde daher von dem sonst üblichen Verfahren des Abfangens der tragenden Wände mittels eiserner I-Träger abgesehen und unmittelbar unterhalb der Kellerdecke ein Eisenbetonrahmen eingebaut. Vor dessen Einbau wurden die großen Öffnungen in den Zwischenwänden sowie sämtliche Fenster und Türen des Erdgeschosses sorgfältig ausgesteift. Einzelne Wände und freistehende Pfeiler wurden durch eiserne Anker noch besonders gesichert. Der Eisenbetonrahmen wurde folgendermaßen eingebracht: Wand für Wand wurde sorgfältig abgefangen, das

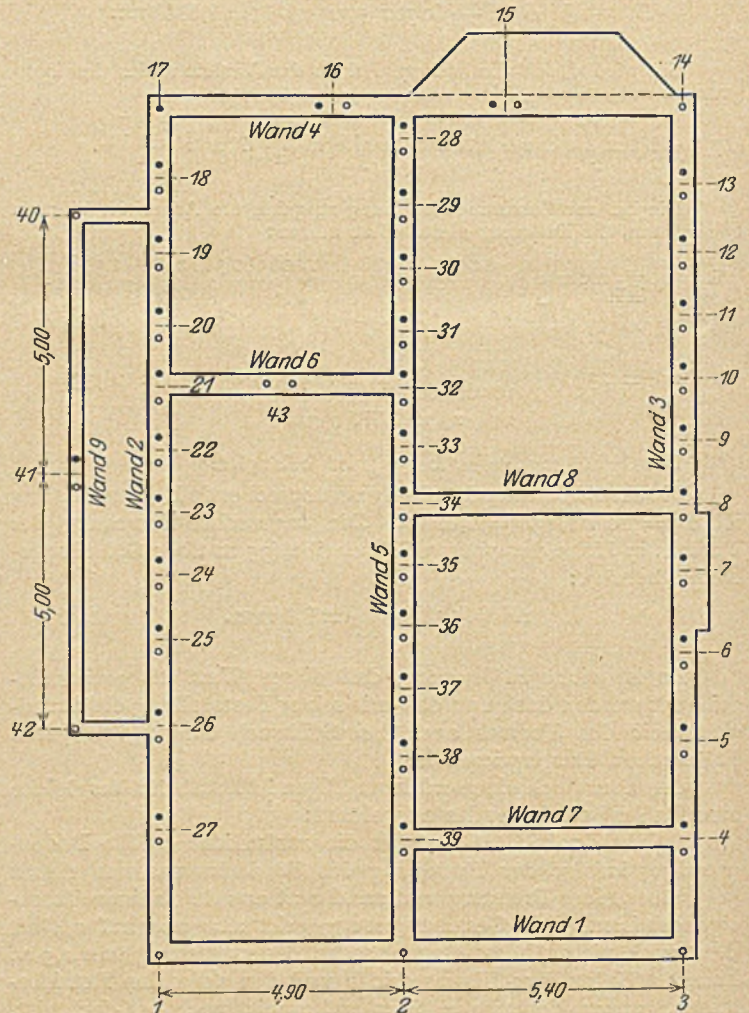


Abb. 1.

Mauerwerk der Kellerwände auf der ganzen Wandlänge entsprechend der Balkenhöhe ausgestemmt, dann die Armierung eingebaut und der aus hochwertigem Dyckerhoff-Doppelzement in Mischung 1:4 hergestellte Beton in flüssiger Form eingebracht. Diese vorbereitenden Arbeiten erforderten einen Zeitaufwand von etwa drei Wochen. Das Haus blieb während dieser Zeit bewohnt.



Abb. 2.

Die Hebung des Hauses wurde nach reiflicher Überlegung mit Handspindeln ausgeführt, wie sie beim Brückenbau Verwendung finden (s. Abb. 3). Obwohl der Gedanke der Verwendung hydraulischer Hebeböcke auf den ersten Blick etwas Bestechendes hat, wurde den Handspindeln der Vorzug gegeben, weil ihre Handhabung wirtschaftlicher, sicherer und leichter prüfbar ist. Denn die erste Voraussetzung für die Vermeidung von Rissen beim Hochheben ist die, daß die Bewegung durchaus gleichmäßig geschieht, was durch hydraulische Hebevorrichtungen in diesem Falle nicht ohne weiteres gewährleistet und außerdem mit wirtschaftlichen Nachteilen verbunden war.

Das Gewicht des Hauses, in dem sämtliche Möbel während der Hebung verblieben, beträgt etwa 600 t. Verwendet wurden Spindeln von 17,5 t Tragkraft bei 2,5facher Sicherheit. Die Spindeln wurden unter dem Eisenbetonrahmen so verteilt, daß jede Spindel etwa 15 t aufzunehmen hatte (soweit sich die Gewichte rechnerisch einigermaßen genau erfassen ließen). Aus der Grundrißanordnung des Gebäudes ergab sich, daß die hochzubewegende Last nicht an 35, wie rechnerisch eigentlich nur erforderlich, sondern an 45 Punkten angegriffen werden mußte.

Die Hebung erfolgte in sieben Teilhuben von je 22 cm. Die Aufwärtsbewegung der Spindeln geschah derart, daß jeder Hebelarm jedesmal auf Kommando eine Drehung von 40° ausführte. Um eine gleichmäßige Bewegung zu gewährleisten, wurde an jeder Spindel eine Tafel mit entsprechender Teilung befestigt. Die Spindeln hatten eine Ganghöhe von 15 mm. Eine Drehung der Hebel um 40° verursachte somit eine Hebung von $\frac{15}{9} = 1\frac{2}{3}$ mm. Zur Prüfung der Gleichmäßigkeit der Hebung wurden an den vier Endpunkten und in der Mitte des Hauses Bauschingersche Meßinstrumente angebracht, die Hebungen bis zu $\frac{1}{20}$ mm deutlich erkennbar anzeigen. Erst nach Vergleich der fünf Meßapparate wurden die Hebel um weitere 40° gedreht. Nach einer Teilhebung von 22 cm mußten die

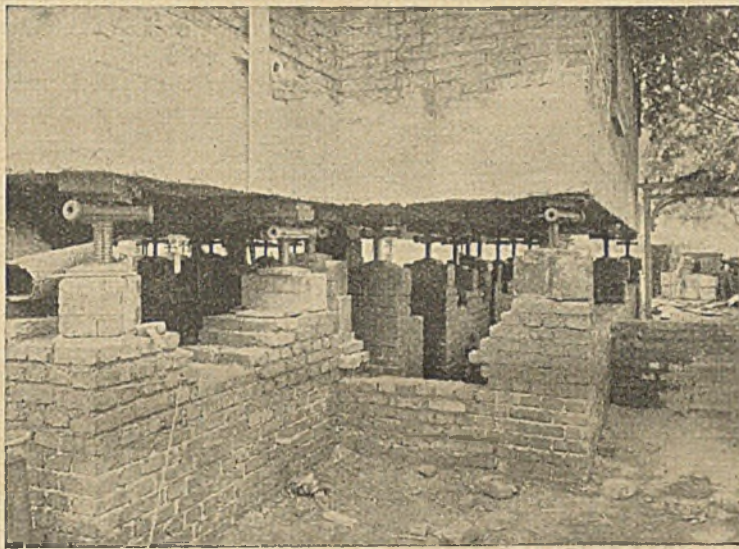


Abb. 3.

Spindeln umgesetzt werden. Neben jeder Spindel wurde 22 cm höher eine zweite Spindel auf bereits erhärtetem Mauerwerk eingebaut. Vor und nach jeder Umwechslung der Spindeln wurde durch Nivellement nachgeprüft, ob nicht ungleiche Hebungen oder Setzungen an dem aufwärtsgehenden Gebäudeteil oder der frischen Untermauerung aufgetreten waren. Die Arbeiten wurden auf diese Weise mit allen Vorsichtsmaßregeln ausgeführt. Die Hebung ist dann auch so gut geglückt, daß nach dem letzten Teilhub nur ein Fehler von 0,7 mm festgestellt wurde. Die nordöstliche Hausecke hing um dieses Maß ab, was leicht ausgeglichen wurde. Irgendwelche Risse in den Wänden oder Decken sind weder beim Einbauen des Eisenbetonrahmens noch beim Heben aufgetreten. Auch schon im Haus befindliche Putzrisse haben sich nicht verändert. Um ein evtl. Durchsacken nach der Gebäudemitte festzustellen, wurde an dem schwerstbelasteten Mittelbalken ein weiterer Biegemesser eingebaut, der Senkungen von $\frac{1}{50}$ mm anzeigte. Während der ganzen Zeit der Hebung, die etwa 14 Tage dauerte, ist er unverändert stehen geblieben. Daß das Untermauern der letzten Schicht mit ganz besonderer Sorgfalt geschah, braucht kaum erwähnt zu werden.

Zum Schluß noch einige Worte über den Eisenbetonrahmen. Seine einzelnen Glieder hätten streng genommen als durchlaufende Balken auf elastischen Stützen berechnet werden müssen; denn es war bei der großen Zahl der Leute voraussichtlich nicht möglich, die Drehbewegungen der Spindeln um je 40° vollkommen gleichzeitig und gleichmäßig auszuführen. Dies rührte auch daher, daß die Mauerwerklasten durch das Einbinden der Zwischenwände usw. sich in Wirklichkeit nicht genau so auf die Spindeln abtrugen wie errechnet worden war. Hieraus folgte, daß sich namentlich unter der am

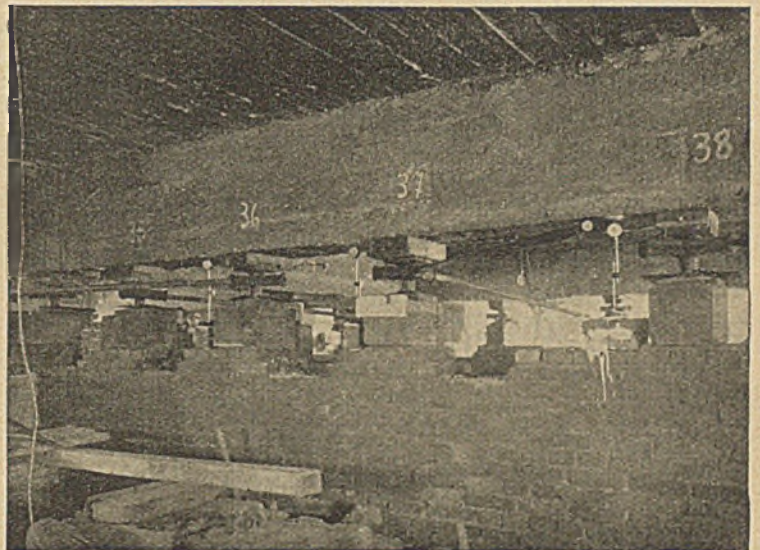


Abb. 4.

meisten belasteten Mittelwand einzelne Spindeln infolge stärkerer Belastung schwerer drehen ließen. Die Berechnung des

Eisenbetonrahmens als Balken auf elastischen Stützen wäre aber sehr zeitraubend gewesen und hätte auf mehr oder weniger zutreffenden Annahmen beruhen müssen. Deshalb entschloß man sich, den Rahmen zwischen je 2 Spindeln als Balken auf 2 Stützen

mit teilweiser Einspannung zu berechnen. Die senkrechten Verschiebungen der Stützpunkte, die durch das Umwechselln der Spindeln nach jeder Teilhebung bedingt waren, wurden durch zweckentsprechende Eisenbewehrung zur Aufnahme der Momente über den Stützen wie auch der Schubspannungen berücksichtigt. Der Eisenbetonrahmen wurde gleichzeitig für den Fall bemessen, daß aus irgendeinem Grunde eine Spindel nicht mitkam, in welchem Falle der Balken imstande sein mußte, sich über zwei Felder zu tragen. Die bei der Berechnung gemachten Annahmen haben sich zunächst insofern als richtig erwiesen, als der Balken nach Fertigstellung der Hebung keinerlei Risse aufzuweisen hatte. Um in jedem Augenblick der Hebung ein Bild der Spannungsverhältnisse des am schwersten belasteten Mittelbalkens zu haben, wurden die in diesem Balken auftretenden Spannungen während der Hebung sorgfältig gemessen. Die Messung erfolgte durch Zeiss'sche Meßuhren, die $\frac{1}{1000}$ mm anzuzeigen vermögen (s. Abb. 4). Aus den gemessenen Hebungen läßt sich auf die Verbiegung des Eisenbeton-



Abb. 5.

balkens und damit auf seine Spannungen schließen. Der Balken war an den beobachteten Stellen mit Rücksicht auf die bestehende Konstruktion einige Zentimeter schwächer als in seinen übrigen Teilen. Die Balkenhöhe betrug hier 52 cm. Die Spindeln hatten einen Abstand von 1,2 m. Die Hebung wurde in der Weise vorgenommen, daß zunächst die Spindeln 1 und 3 mit mehreren Leuten um 40° und dann die Spindeln 2

und 4 um dasselbe Maß gedreht wurden. Das Ergebnis der Messungen ist in folgender Tabelle zusammengestellt:

Hebungen in mm:

Drehungen	1 0	2 0	3 0	4 0
1	1,190	1,028	0,982	0,720
1	1,538	1,818	1,775	1,572
2	2,902	2,780	2,595	2,305
2	3,180	3,520	2,432	3,280
3	4,792	4,840	4,810	4,405
3	5,082	5,590	5,908	5,000
4	6,532	6,618	6,400	5,800
4	6,763	7,250	7,062	6,532
5	8,150	8,250	8,028	7,490
5	8,432	8,778	8,722	8,462
6	9,890	9,912	9,768	9,540

Eine kurze Übersicht über die Messungen gibt die nebenstehende graphische Darstellung.

In ihr bedeutet die jeweilige untere Linie die Senkung bei Drehung der Spindeln 1 und 3, die obere Linie diejenige bei Drehung der Spindeln 2 und 4.

Die größten Randspannungen sind bei Drehung der Spindeln 2 und 4 aufgetreten, wo die Durchbiegung mit 0,3 mm gemessen wurde. Aus der beobachteten Senkung $f = 0,3$ mm auf eine Spannweite von $1 - 2,4$ m läßt sich die Randspannung überschläglicly berechnen zu

$$\sigma = \frac{12 E h f}{l^2} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Zum Vergleich sind ein frei aufliegender und ein beiderseits eingespannter Balken, die infolge ihrer Verbiegung 60 kg/cm^2 Randspannung haben, aufgezeichnet.

Auch aus diesen Messungen geht hervor, daß die zur Bemessung des Eisenbetonrahmens gemachten Annahmen genügend genau den tatsächlichen statischen Verhältnissen entsprachen.

ZUR KONSTRUKTION VON STAUDÄMMEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

Die Veröffentlichung des Kammüllerschen Konstruktionsvorschlages in Heft 9 dieses Jahrganges des „Bauingenieur“ S. 165 gibt mir Veranlassung, zwei eigene Vorschläge damit in Vergleich zu stellen und einer Beurteilung der Fachwelt anheimzugeben.

Durchweg aus dichten Massen gebildete Staudämme haben den Nachteil — weil die dichten Massen zugleich auch immer fein- und feinstkörnig sind —, im Falle der Durchrieselung einer Ausspülungs- und Abschwemmungsgefahr ausgesetzt zu sein. Das Ausbleiben irgendwelcher schwacher Stellen kann auch bei der besten Ausführung nicht gewährleistet werden. Bildet sich infolge solcher schwachen Stellen eine Wasserader aus, so ist die große Gefahr, daß durch die Durchnässung eine Volumverminderung der Schüttmassen eintritt (wie man sie ja im Schlämmvorgange künstlich herbeiführt), und daß so die Wasserader sich zu einem bedenklichen Strömungskanal erweitert. In diesem reißt das Wasser die feinen Massen mit, und so entsteht die Bresche im Damme.

In richtiger Einschätzung dieser Verhältnisse ist man mehr und mehr dazu übergegangen, dem dichten Damnteil, der oft nur aus einer Schürze oder einer Kernwand besteht,

einen durchlässigen Stützkörper nach der Luftseite vorzulagern. Er besteht aus kiesigen Massen oder — besser — aus Steinschüttung oder Steinpackungen. In der neuen Auflage von Ziegler's Talsperrenbau sind Abbildungen zahlreicher Dämme zu finden, bei denen ganz scharf zwei Teile, ein dichter und ein durchlässiger, geschaffen sind.

Ob man den undurchlässigen Teil, wenn er als dünne Schicht ausgebildet wird, in Beton oder Eisenbeton oder in Lehm oder Ton herstellen soll, ist nicht allgemein entschieden. Wie die Entscheidung von Fall zu Fall ausfällt, hängt davon ab, ob man zuverlässigen, dichten und tragfesten Felsen in annehmbarer Tiefe erreichen kann oder nicht, und hängt weiter davon ab, wie der Entwurfsbearbeiter die den verschiedenen Ausbildungsweisen nachgesagten Fehler und nachgerühmten Vorzüge bewertet. Auch die örtlichen Verhältnisse (Facharbeiterverhältnisse, Baustoffbeschaffung u. a. m.) sprechen hier mit.

Für den Fall der massiven Dichtungswand (Eisenbeton) hat die Ambursen-Co. in Boston einen Vorschlag herausgebracht, den Ziegler a. a. O. wiedergibt und der den Gedanken der Abführung des etwa durchdringenden Wassers in

neuartiger Weise durchführt. (Abb. 1). Die Ambursen-Co. stellt in mäßigen Abstände von der vertikalen Eisenbetondichtungswand eine zweite, etwas höhere (über die Dammkrone hinausreichende) Eisenbetonwand auf, die mit der ersten durch Eisenbetonstege oder -Spreizen verbunden ist. So stützt sich die Dichtungswand — von Steg zu Steg sich frei tragend —

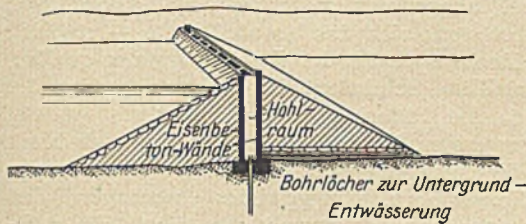


Abb. 1.

gegen die zweite Wand ab, und diese wird gestützt durch den Erddruck der hinter ihr befindlichen Schüttmassen (gewöhnlichen Dammmassen). Diese sind durch die Zwischenschaltung des Luftraumes zwischen die beiden Eisenbetonwände gegen jeglichen Wasserzutritt von der Stauseite her vollkommen geschützt. Aus dem Luftraum wird das etwa durch die erste Wand oder durch deren Risse eingetretene Wasser in einer Rohrleitung abgeführt. Sogar das Hochwasser soll durch diesen Spalt und die Rohrleitung nach Ambursen-Co. mit abgeführt werden!

Der Vorteil einer Ausführung nach diesem Vorschlage liegt darin, daß man einen durchaus zuverlässigen Stützkörper erlangt, bei dem weder Erweichung noch Ausspülung möglich ist, ohne an eine Steinschüttung oder Packung gebunden zu sein. Das ist sehr wesentlich, da Steine in der erforderlichen Menge oft schwer zu beschaffen sind, während Bodenmassen reichlich zur Verfügung stehen.

Der Nachteil der Bauweise ist, daß die Eisenbetonwand, wenn sie Risse erhält — und damit rechnet man allgemein —, in ihren Eiseneinlagen gefährdet wird. Bei gewöhnlichen Eisenbetonkernwänden fällt das weniger ins Gewicht, weil sich bis zur etwaigen Zerrostung der Eisen der Damm gefestigt hat und — namentlich, wenn vor der Wand ein Tonschlag eingebracht ist — trotz des lokalen Zerfalls der Betonwand dicht zu bleiben vermag. Wenn aber die Tafeln freitragend sind, d. h. einen Luftraum hinter sich haben, ist im Falle der Schwächung der Eiseneinlagen durch Verrosten, ein Einbrechen der Tafeln in die Hohlräume (Kammern) zu befürchten. Treten solche Fälle ein, so ist der Bestand des Dammes ernstlich gefährdet.

Aus solchen Befürchtungen heraus hat Herr Dr.-Ing. Kammüller eine Abwandlung der Ambursen-Bauweise vorgeschlagen, bei der die wasserseitige Wand nicht als Eisenbetontafel, sondern als eine Folge vertikaler Gewölbe aus unbewehrtem Beton gebildet ist. (Abb. 2a u. 2b). Vertikalrisse sollen sich durch die Gewölbewirkung von selbst schließen, horizontale Risse sollen unschädlich bleiben, weil vor ihnen ein Tonschlag liegt. Es ist jedoch m. E. sehr zweifelhaft, ob sich die Risse gerade so ausbilden, daß die Gewölbewirkung sie wieder schließt. Zwar ist nicht zu verkennen, daß die Betonkappen in einem gewissen „Zwange“ liegen. Es können aber sehr wohl Zerrungen in der Betonwand örtlich eintreten, die einen Einsturz der mehrfach wild gerissenen Kappen ermöglichen.

Das Fehlen von Eiseneinlagen wird sich dabei unangenehm fühlbar machen. So ansprechend der Vorschlag von Dr. Kammüller ist, ich glaube doch: bei der Größe der Gefahr, die in solchen Fällen für die Unterlieger hervorgerufen wird, wird man sich nicht leicht zu einer praktischen Ausführung entschließen, zumal auch beiden Bauweisen der Nachteil anhaftet, daß durch den Betonkörper die Homogenität des Dammes verlorengeht. (Setzen!)

Den gleichen Zweck, das in dem Damm eingedrungene Wasser zuverlässig und unschädlich aus ihm herauszubefördern, möchte ich durch folgende Konstruktion erreichen: (Abb. 3).

Auf der Wasserseite wird der Damm aus dichten Massen geschüttet oder, wenn dies günstiger erscheint, aus gewöhnlichen Dammmassen mit vorgelagerter Lehmschürze. Der luftseitige Teil des Dammes wird aus gewöhnlichen Dammmassen,

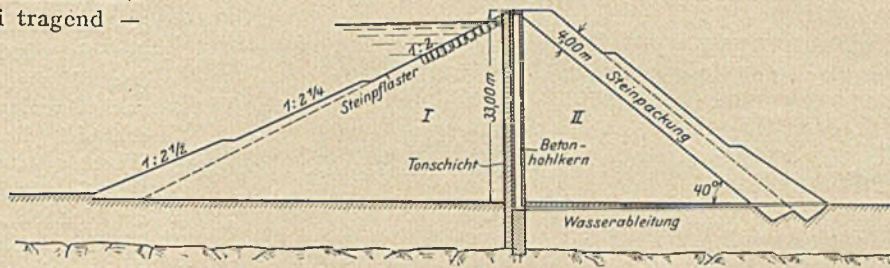


Abb. 2 a.

Gerölln und was sonst geeignet ist, gebildet. Zwischen beiden Teilen wird eine 4—5 m breite Trockenmauer aus großen Steinen erbaut, aus deren Sohle Rohrleitungen nach der Luftseite hinausführen. Während der Dammschüttung, der der Trockenmauerbau ein wenig vorausgeht, werden neben der Trockenmauer Klarschlag und nach außen zu Kies und Sand geschüttet, so daß ihr auf beiden Seiten eine filterartig aufgebaute Schicht vorgelagert ist, die das Eindringen feiner Massen verhindert.

Ist der wasserseitige Damnteil irgendwo undicht, so kann sich kein lebhaftes Strömen entwickeln, weil das Wasser

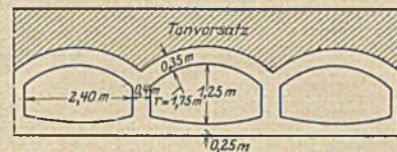


Abb. 2 b.

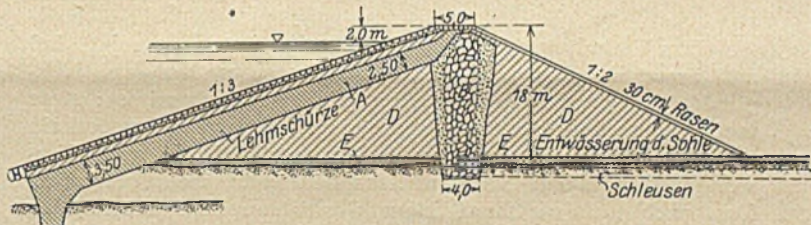


Abb. 3.

das „Filter“ passieren muß, das gut gestützt ist. Selbst große Wassermengen fallen in dem Trockenmauerkörper unschädlich nach unten ab. Die unausbleiblichen Bewegungen im Damm kann die Trockenmauer leichter aushalten als ein Betonkörper. Die Homogenität des Dammes ist zwar durch den Sickerkörper (Trockenmauer) auch hier gestört, doch ist durch die Abstufung der Korngrößen (Bruchstein, Grobschlag, Klarschlag, Kies, Sand) ein kontinuierlicher Übergang geschaffen.

Der Sickerkörper (Trockenmauer) stellt gewissermaßen einen auf das Mindestmaß zusammengeschrumpften Steinpackungs-Stützkörper dar, wie er bei Steinüberfluß als selbständiger Damnteil ausgebildet wird. Der entbehrliche, luftseitige Teil eines solchen ist abgeschnitten und durch Bodenmassen ersetzt.

Erwähnt sei noch, daß ein Zusammenfließen aller Sickerwässer nach der Talmitte durch Trennkörperchen in der Trockenmauersohle verhindert werden kann, indem man Betonschwellen einbaut. Jeder der dadurch gebildeten Räume ist durch eine Rohrleitung für sich zu entwässern.

Um für den Fall einer Zerdrückung von Rohren gesichert zu sein, ist auf der Sohle des luftseitigen Teiles eine 60—80 cm hohe Steinschüttung vorgesehen, die das Wasser in jedem Falle nach der Luftseite austreten läßt.

Ein zweiter Vorschlag des Verfassers geht dahin, unmittelbar unter der Lehmschürze, also liegend, (Abb. 4) eine Entwässerung

anzuordnen. In diesem Falle geht die Schüttung der gewöhnlichen Dammassen etwas voraus. Auf ihre Böschung wird eine 50 cm starke Lehmdichtung aufgebracht. Dann folgt Sand, Kies und Klarschlag. Alsdann wird die aus großen

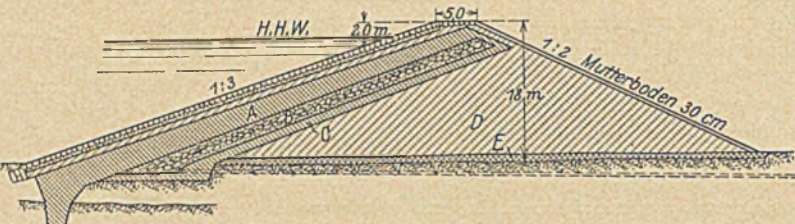


Abb. 4.

Steinen gebildete Steinpackung (in Böschungsneigung aufgesetzt, 1–2 m stark). Dann folgt wieder Klarschlag, Kies und Sand. Auf diesen wird die starke, eigentliche Lehmschürze (1:3) verlegt, die ihrerseits in der üblichen Weise überdeckt wird.

Durchdringt Stauwasser die Lehmschürze, so gelangt es durch die Filterschicht in den Sickerkörper. In diesem fließt es parallel zur wasserseitigen Böschung nach unten. An der Sohle wird es von Rohren aufgenommen, die es aus dem Damm herausbefördern. Hier erhält der ganze Damm, soweit er hinter den Lehmschichten liegt, eine Steinschüttungssohle.

Dieser Vorschlag erinnert an die Ausführung der Orédonssperre im Garonnegebiet. Dort ist im Prinzip genau so verfahren, nur sind die Dichtungsschichten nicht aus plastischer Masse, sondern aus Beton gebildet.

Man könnte gegen diese Bauweise einwenden, daß sie die Lehmschürze von unten her zu sehr trocken lege und so ihr Schwinden bei abgesunkenem Stauspiegel begünstige, doch dürfte — selbst wenn sich das bewahrheitete — sogleich nach Anstieg des Beckenspiegels der Lehm so stark quellen, daß sich die Schwindrisse schließen. Ein Durchbrechen des Wassers wird durch den Filterkörper verhindert.

Gegenüber dem ersten Vorschlag ist der zweite dadurch im Nachteil, daß die Abzapfung des Druckwassers sehr nahe an dem offenen Wasser liegt. Ein gewisses Unbehagen, daß nur wenige Meter von dem Beckenwasser entfernt, die weitröhrlige Drainage beginnt, ist nicht zu unterdrücken. Doch läßt sich jede Gefahr durch sorgsame Herstellung der Dichtungsschürze, der hier allerdings ganz besondere Sorgfalt zu widmen ist, ausschließen.

Selbstverständlich ist die Durchführung aller derartiger Sicherungen mit Herstellungerschwernissen, also mit Kostensteigerungen verbunden. Vergleichsrechnungen werden aber überall dort, wo es an Steinen mangelt, zeigen, daß eine Ausführung nach meinen vorstehenden Vorschlägen weniger kostet als die sonst notwendige Ausführung des luftseitigen Damnteils in Steinschüttung. Nur eine solche aber könnte die gleiche Sicherheit gegen Aufweichen und Ausspülen bieten.

NUTZBARE TRAGFÄHIGKEIT VON EISENKONSTRUKTIONSGLIEDERN.

(Bericht über eine Abhandlung von Henry S. Prichard, Pittsburg, U. S. A., in den Proceedings of the American Society of Civil Engineers vom November 1925.)

Das Verhalten des Eisens bei Festigkeitsproben zeigt, daß zur Beurteilung des Sicherheitsgrades eines Konstruktionsgliedes die Bruchfestigkeit allein nicht maßgebend ist; stets treten schon bei Spannungen, die mehr oder weniger unterhalb der Bruchgrenze liegen, Formänderungen auf, die seine Verwendung zu einem Konstruktionsglied nicht mehr gestatten. Den nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten arbeitenden Ingenieur interessiert aber vor allem die Frage, wie weit kann ich mit der Beanspruchung der Konstruktionsglieder überhaupt gehen, ohne den Bestand des Bauwerkes zu gefährden? Das ist es, was nach oben angeführter Abhandlung unter „nutzbarer Tragfähigkeit“ (englisch: utilizable capacity) zu verstehen ist. Zu ihrer genauen Bestimmung sind Probestabversuche allein nicht ausreichend; es müssen auch ganze Konstruktionsglieder, so wie sie innerhalb des Bauwerkes zur Verwendung kommen, untersucht werden. Erst aus dem Vergleich dieser Versuche kann dann in Zukunft durch Rückschluß die „nutzbare Tragfähigkeit“ ganzer Konstruktionsglieder bestimmt werden. Zu diesem Zweck sind die Konstruktionsteile in bestimmte Gruppen einzuordnen, zunächst nach der Güte des Materials, dann nach der Form, in welcher sie aus dem Walzwerk kommen, (Bleche, Formeisen, Stabeisen u. a.), und schließlich nach dem Verwendungszweck innerhalb des Bauwerkes (ob als Zug- oder Druckstab, oder ob sie wechselnder Belastung unterworfen sind u. dgl.). Will man nun an Hand der Probestabversuche die „nutzbare Tragfähigkeit“ eines so eingeordneten Konstruktionsgliedes bestimmen, so muß man in der Spannungs-Dehnungskurve des Probestabversuches einen Punkt festlegen, der die Grenze vorstellt, bis zu welcher das Eisen noch als brauchbares Konstruktionsmaterial gelten kann. Die gewöhnlichen Festigkeitsproben, die zur Spezifizierung des Handeiseisens genommen werden, sind genau genommen, hierfür allerdings nicht geeignet. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, daß das Eisen, so wie es aus dem Walzwerk kommt, infolge von z. T. nicht unerheblichen inneren, sogen. „Eigen“-Spannungen bei diesen Proben eine verhältnismäßig niedrige Elastizitätsgrenze zeigt. Erst der wissenschaftlich

durchgeführte Versuch, bei dem die Elastizität durch wiederholte Spannungszyklen gewissermaßen „vervollkommen“ wird, gestattet eine genauere Bestimmung der wirklichen Elastizitäts- und Streckgrenze. Ein Sonderausschuß der American Society of Civil Engineers zur Untersuchung von Stützen und Streben (also speziell Druckgliedern) hat sich dieser Frage eingehend gewidmet, und einen Punkt etwas vor bzw. unterhalb der Streckgrenze festgelegt, wo die gleichzeitig auftretenden elastischen und bleibenden Dehnungen pro Einheit des Belastungszuwachses zusammengenommen das Doppelte der Dehnung bei vollkommener Elastizität betragen, d. h. also wo $\frac{\epsilon}{\sigma} = \frac{2}{E}$ ist, worin E der Elastizitätsmodul für vollkommene Elastizität. Zeichnerisch findet man diesen Wert, indem man in dem Teil der Spannungs-Dehnungskurve, der zwischen der vollkommenen Elastizität und der oberen Streckgrenze liegt, eine Tangente an die Kurve zieht, deren Winkel gegen die Abszissenachse halb so groß ist, wie der Winkel des unteren, geraden Teils der Kurve. Der betr. Sonderausschuß hat diesen Punkt als „Useful-Limit-Point“ (abgekürzt U. L. P.) bezeichnet¹⁾.

Es hat sich nun aus vergleichenden Untersuchungen ergeben, daß man den U. L. P. von Zuggliedern und kurzen Stützen, die nur axial belastet werden, ohne weiteres aus den U. L. P. der Probestabversuche ableiten kann, da bei diesen Konstruktionsgliedern, falls sie mit genügender Genauigkeit zentrisch angeschlossen bzw. belastet werden, etwaige unbeabsichtigte Nebenspannungen zu vernachlässigen sind. Zur Bestimmung des U. L. P. dieser Glieder nahm der Sonder-

¹⁾ In Amerika werden die Begriffe „Elastizitäts“- und „Streckgrenze“ im Eisenhandel noch heute vielfach verwechselt. Insofern ist also die Festlegung des U. L. P. dort auch ein rein praktisches Bedürfnis. Die in Deutschland bestehenden Vereinbarungen bzw. Festlegungen bezüglich dieser Grenzen weichen z. T. voneinander ab. Nach den Vereinb. d. Internat. Verb. f. d. Materialprüf. d. Technik liegt die Elastizitätsgrenze da, wo die bleibende Dehnung 0,001 % beträgt. Für die Streckgrenze gilt der entsprechende Wert 0,2–0,5 %. Friedr. Krupp wählt als Streckgrenze eine bleibende Dehnung von 0,3 %.

ausschuß einfache Festigkeitsproben von den einzelnen Teilen der zusammengesetzten Querschnitte und verglich sie mit den Versuchen an den Stützen selbst. Henry S. Prichard leitet aus diesen Versuchen folgende Regeln ab:

1. Regel zur Bestimmung des kritischen Wertes. — Der kritische Wert jedes Probestab-Zug-Versuches für Eisen von guter Qualität als Kriterium des U. L. P. voller, zentrisch belasteter Zug- oder kurzer Druckglieder ist zu 87 % des U. L. P. dieses Gliedes selbst oder zu 60 % seiner Bruchfestigkeit anzunehmen. Der letztere Wert ist immer der kleinere.

2. Regel zur Ermittlung des U. L. P. zusammengesetzter Glieder. — Zunächst sind Probestäbe von jedem Teil des Gliedes zu untersuchen und ihr kritischer Wert nach Regel 1 zu bestimmen. Sodann ist der Durchschnitt der Versuche eines jeden Teiles mit seiner Fläche zu multiplizieren, die Resultate zu addieren und die so erhaltene Summe durch die gesamte Fläche zu dividieren. Das endgültige Resultat stellt den durchschnittlichen U. L. P. von Konstruktionsgliedern bei einfachem Zug oder Druck dar.

Schwieriger gestaltet sich die Ermittlung des U. L. P. langer Druckglieder, bei denen die „unbeabsichtigte“ Exzentrizität eine Rolle spielt. Bei den mit solchen Stützen angestellten Versuchen werden diese meist zentrisch belastet, was in Wirklichkeit selten der Fall sein wird. Die auf dem

Versuchswege gefundenen U. L. P. können daher nicht allein als Kriterium der „nutzbaren Tragfähigkeit“ gelten, es müssen vielmehr noch gewisse Annahmen gemacht werden, mit Hilfe deren die „nutzbare Tragfähigkeit“ ermittelt werden kann. Das Gleiche gilt von den Konstruktionsgliedern, die zusammengesetzte Zug- oder Druck- und Biegungsspannungen erhalten, von Gliedern, die wechselnden Spannungen unterworfen sind, ferner von kurzen Trägern, für welche die gewöhnliche Biegungstheorie nicht mehr gilt. Für alle diese Fälle sind zur Ermittlung der „nutzbaren Tragfähigkeit“ Formeln bzw. Tabellen aufgestellt, bezüglich deren hier wegen des beschränkten zur Verfügung stehenden Raumes auf die betr. Abhandlung in den „Proceedings“ verwiesen werden muß.

Eine genaue Bestimmung der „nutzbaren Tragfähigkeit“ ist ein anzustrebendes aber kaum jemals erreichbares Ideal. Inzwischen muß man sich mit einer angenäherten Bestimmung aus den Probestabversuchen begnügen. Der kleinste auf diese Weise ermittelte Sicherheitsgrad der einzelnen Glieder ist dann gleich der angenäherten Sicherheit des Bauwerkes als Ganzes. Bei der bisher üblichen Praxis können die Sicherheitsgrade der einzelnen Konstruktionsglieder unter sich sehr stark abweichen. Durch eine Gruppierung der einzelnen Teile, so wie zu Anfang angegeben, nach ihren charakteristischen U. L. P., könnten diese Abweichungen mehr oder weniger ausgeglichen werden.
Cajar.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Träger auf zwei festen Untergelenken.

Von Ing. W. J. Wisselink, Amsterdam.

Ein Horizontalträger N. P. 28 (Abb. 1) ruht auf zwei festen Gelenken, hat eine Spannweite $l = 10$ m und trägt eine gleichmäßige Belastung $q = 4,8$ kg/cm. Da bei „freier“ Lagerung des Trägers die Unterflansche eine Verlängerung bekommen würde, wird bei fester

Gelenklagerung (außer der Vertikalreaktion $= \frac{1}{2} ql$) eine nach „innen“ gerichtete Horizontalkraft H auftreten (Abb. 2). Diese unbekannte Horizontalkraft H wird nun, unter Beifügung des Momentes $-Hh$, nach dem Punkte O der Achse des Trägers (vertikal über den Gelenk-

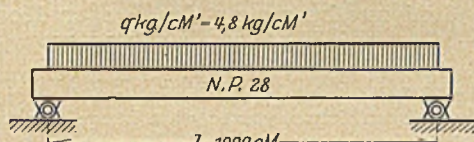


Abb. 1.

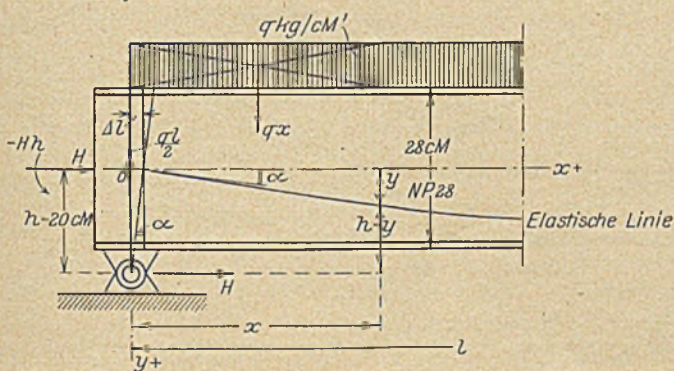


Abb. 2.

punkt) verlegt, worin $h = 20$ cm den Abstand vom Gelenkpunkt bis zur Achse OX vorstellt. Der Träger wird also auf Axialdruck, Biegung und Abscherung beansprucht. Durch den Axialdruck H wird sich der vertikale Querschnitt durch die Gelenkachse parallel mit der ursprünglichen Lage um eine Länge $\Delta l = \frac{Hl}{2EF}$ verschoben.

Durch die Biegung muß dieser Querschnitt sich jedoch um soviel drehen, daß er wieder durch die Gelenkachse geht (Abb. 2). Nennen wir diese Drehung α , so muß

$$(1) \quad \Delta l = \alpha h$$

sein. Nun ist α der Winkel der Tangente der elastischen Linie (im Punkte $x = 0$) mit der X -Achse, unter Vernachlässigung von Δl

in bezug auf l . Daß diese Vernachlässigung gestattet ist, geht aus dem hiernach folgenden Beispiel hervor, weil $\Delta l = \pm 0,00006 l$ ist.

Zur Bestimmung von α muß die Gleichung der elastischen Linie des Trägers gesucht werden. Unter Vernachlässigung der Formänderung durch die Schubspannungen ist $EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -M_x$, während

$$M_x = \frac{1}{2} qlx - \frac{1}{2} qx^2 - Hh + Hy \quad (\text{Abb. 2}).$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{2} qx(l-x) + H(h-y).$$

Setzt man $h - y = z$, so wird:

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{d^2 z}{dx^2}.$$

Die Differentialgleichung der elastischen Linie wird also:

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{qx(l-x)}{2EJ} - \frac{H}{EJ} z.$$

Setzt man noch

$$(2) \quad \frac{H}{EJ} = a^2,$$

$$\text{so wird} \quad \frac{d^2 z}{dx^2} + a^2 z = a^2 \frac{qx(l-x)}{2H}.$$

Diese Gleichung gehört zum allgemeinen Typus:

$$\frac{d^2 z}{dx^2} + A \frac{dz}{dx} + Bz = f(x),$$

dessen allgemeine Lösung = einem Partikularintegral der Gleichung

$$\frac{d^2 z}{dx^2} + A \frac{dz}{dx} + Bz = f(x) + \text{dem allgemeinen Integral der Gleichung}$$

$$\frac{d^2 z}{dx^2} + A \frac{dz}{dx} + Bz = 0.$$

Durch Substitution geht hervor, daß

$$z = \frac{qx(l-x)}{2H} + \frac{q}{H} a^2,$$

ein Partikularintegral ist der Gleichung:

$$\frac{d^2 z}{dx^2} + a^2 z = a^2 \frac{qx(l-x)}{2H}$$

Wie bekannt, ist das allgemeine Integral der Gleichung $\frac{d^2 z}{dx^2} + a^2 z = 0$:

$$z = C_1 \cos ax + C_2 \sin ax.$$

Summiert man nun das Partikular- und das Allgemeinintegral, so findet man für die Gleichung der elastischen Linie:

$$(3) \quad z = h - y = C_1 \cos ax + C_2 \sin ax + \frac{qx(1-x)}{2H} + \frac{q}{Ha^2}.$$

Zur Bestimmung beider Integralkonstanten gibt es zwei Bedingungen:

1. für $x=0$ muß $y=0$ und
2. für $x=1$ muß $y=0$ sein.

$$1. \quad h = C_1 + \frac{q}{Ha^2}, \text{ deshalb } C_1 = h - \frac{q}{Ha^2},$$

$$2. \quad h = C_1 \cos a + C_2 \sin a + \frac{q}{Ha^2}:$$

oder nach Substitution des gefundenen Wertes für C_1 ,

$$C_2 = \left(h - \frac{q}{Ha^2} \right) \frac{1 - \cos a}{\sin a} = \left(h - \frac{q}{Ha^2} \right) \operatorname{tg} \frac{1}{2} a.$$

Substituiert man diese Werte für C_1 und C_2 in Gleichung (3), so erhält man nach Entwicklung die gesuchte Gleichung der elastischen Linie, und zwar:

$$(4) \quad y = \left(\frac{q}{Ha^2} - h \right) \left(\cos ax + \operatorname{tg} \frac{1}{2} a \sin ax - 1 \right) - \frac{qx(1-x)}{2H}.$$

Hieraus folgt:

$$\frac{dy}{dx} = \left(\frac{q}{Ha^2} - h \right) a \left(-\sin ax + \operatorname{tg} \frac{1}{2} a \cos ax \right) - \frac{q}{2H} (1-2x).$$

Stellt man $x=0$, so wird:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \alpha = \alpha = \left(\frac{q}{Ha^2} - h \right) a \operatorname{tg} \frac{1}{2} a - \frac{q}{2H}.$$

Setzt man jetzt die gefundenen Werte für Δl und α in Gleichung (1), so wird:

$$\frac{Hl}{2EF} = h \left\{ \left(\frac{q}{Ha^2} - h \right) a \operatorname{tg} \frac{1}{2} a - \frac{q}{2H} \right\}.$$

In bezug auf (2) ergibt sich für die Endgleichung für H :

$$(5) \quad \frac{Hl}{2EF} + \frac{qlh}{2H} - \left(\frac{qEJ}{H^2} - h \right) h \sqrt{\frac{H}{EJ}} \operatorname{tg} \left(\frac{1}{2} l \sqrt{\frac{H}{EJ}} \right) = 0.$$

Da diese Gleichung nur durch „Probieren“ zu lösen ist, wird vorher ein approximativer Wert für H bestimmt. Dieser kann gefunden werden durch Vernachlässigung der Durchbiegung y des Trägers. In diesem Falle ist:

$$M_x = \frac{1}{2} qlx - \frac{1}{2} qx^2 - Hh,$$

$$\text{und} \quad EJ \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{2} qlx + \frac{1}{2} qx^2 + Hh.$$

$$EJ \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{4} qlx^2 + \frac{1}{6} qx^3 + Hhx + C.$$

Jetzt muß für $x = \frac{1}{2} l$, $\frac{dy}{dx} = 0$ sein, oder

$$C = \frac{1}{24} ql^3 - \frac{1}{2} Hhl.$$

$$EJ \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{4} qlx^2 + \frac{1}{6} qx^3 + Hhx + \frac{1}{24} ql^3 - \frac{1}{2} Hhl.$$

Setzt man hierin $x=0$, so wird:

$$\operatorname{tg} \alpha = \alpha = \frac{1}{EJ} \left(\frac{1}{24} ql^3 - \frac{1}{2} Hhl \right).$$

Da wieder $\Delta l = h\alpha$ [Gl. (1)], muß:

$$\frac{Hl}{2EF} = \frac{h}{EJ} \left(\frac{1}{24} ql^3 - \frac{1}{2} Hhl \right)$$

oder

$$(6) \quad H = \frac{qhl^2}{12(h^2 + i^2)},$$

sein, worin $i^2 = \frac{J}{F}$. (Dieser Wert für H war auch sofort mit Hilfe des Satzes von Castigliano zu finden!)

Nun ist: $q = 4,8 \text{ kg/cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $l = 1000 \text{ cm}$; $J = 7587 \text{ cm}^4$; $F = 61 \text{ cm}^2$

und $i^2 = \frac{7587}{61} = 124 \text{ cm}^2$.

Nach Substitution dieser Werte in (6) findet man $H = \sim 15270 \text{ kg}$.

Wenn man jetzt verschiedene Werte für H „in der Nähe“ von 15270 in Gleichung (5) substituiert, so zeigt es sich, daß $H = 15800 \text{ kg}$ der richtige Wert ist und dieser nur wenig ($\pm 3\frac{1}{2}\%$) von dem approximativen Wert abweicht (was zu erwarten war!).

Bestimmt man jedoch die Maximalspannung im Material bei „freier“ und bei Gelenkauflagerung, so ist der Unterschied ziemlich groß.

1. „Freie“ Auflagerung;

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{1}{8} \cdot 4,8 \cdot 1000^2}{542} = 1107 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Gelenkauflagerung:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M'}{W}.$$

$M' = M_x$ für $x = \frac{1}{2} l$ oder

$$M' = \frac{1}{8} ql^2 - H(h-f),$$

worin f = die Durchbiegung in der Mitte des Trägers.

Aus Gleichung (4) folgt:

$$f = \left(\frac{q}{Ha^2} - h \right) \left(\cos \frac{1}{2} a + \operatorname{tg} \frac{1}{2} a \sin \frac{1}{2} a - 1 \right) - \frac{ql^2}{8H}.$$

In bezug auf (2) und nach Entwicklung wird

$$f = \left(\frac{qEJ}{H^2} - h \right) \left(\frac{1}{\cos \frac{1}{2} l \sqrt{\frac{H}{EJ}}} - 1 \right) - \frac{ql^2}{8H}.$$

Nach Substitution der Zahlenwerte findet man $f = 1,6 \text{ cm}$. Deshalb:

$$M' = \frac{1}{8} \cdot 4,8 \cdot 10^6 - 15800(20 - 1,6) = 309280 \text{ cmkg}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{15800}{61} + \frac{309280}{542} = 259 + 571 = 830 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Fall der approximativen Lösung wird:

$$\sigma_{\max} = \frac{15270}{61} + \frac{600000 - 15270 \cdot 20}{542} = 794 \text{ kg/cm}^2.$$

(Differenz mit 830 kg/cm^2 nur $4,3\%$.)

Linienverbesserung der Großen Nordbahn im Staate Washington.

Rund 150 km östlich von Seattle verbessert die Große Nordbahn ihre Scheitelstrecke im Felsengebirge des Staates Washington durch einen neuen Tunnel von 12,4 km Länge, der zwar 6,5 km länger ist als

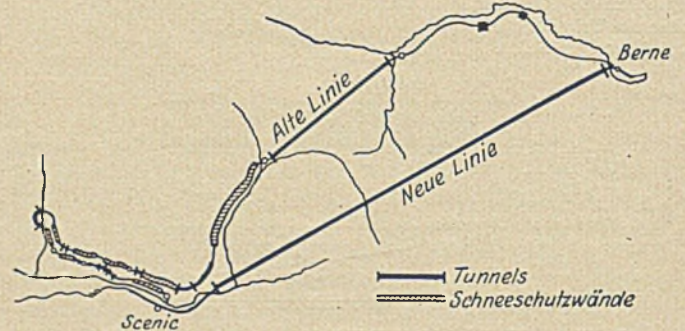


Abb. 1.

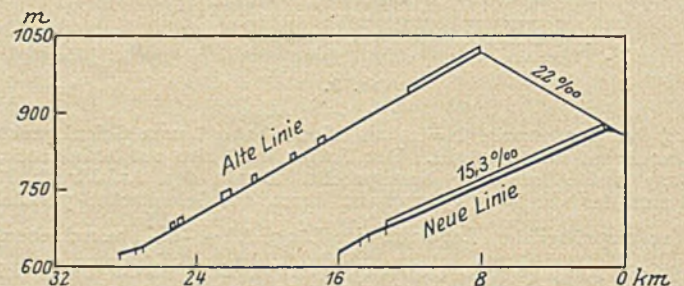


Abb. 2.

der alte, aber eine Gegensteigung von 170 m mit 22% beseitigt und die Steigung im Tunnel von 17 auf $15,3\%$ ermäßigt, die Schneebekämpfung erheblich verringert und fast 10 km Schneeschutzwände

überflüssig macht. (Abb. 1 u. 2.) Nebstdem hat die neue Linie 12,3 km weniger Länge, fast $5\frac{1}{2}$ Vollkreise weniger Bogenstrecken und 300 m weniger Brücken. Der neue (eingleisige) Tunnel erhält 4,9 m Weite und 6,75 Höhe über Schienenoberkante und ist mit 10 Mill. Dollar veranschlagt. (Aus Engineering News-Record vom 7. Jan. 1926, S. 28.) N.

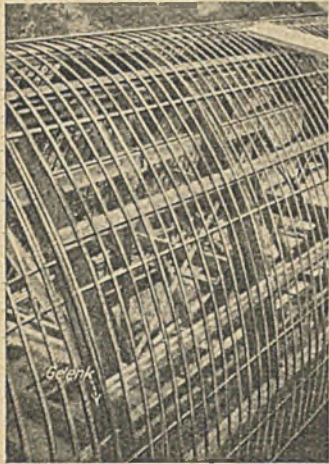


Abb. 1.

Laufende Lehren für Eisenbetonbewehrung.

Um für einen 2,4 km langen Abwasserkanal, 6,4 m weit und 4,9 m hoch, die Stahlbewehrung rasch und genau aufstellen zu können, sind die Lehren für je 3,6 m Kanallänge fahrbar zusammengesetzt worden. Sie bestehen aus sauber bearbeiteten Bohlenbogen von $30 \times 2,5$ und Pfetten von 5×10 cm Stärke mit aufgenagelten 2,5 cm starken Latten mit den Einkerbungen für die Bewehrungsdrähte. Zum genauen Ausrichten und zum Zusammenziehen der Lehren für das Weiterfahren sind Winden eingeschaltet, die sich auf die Betonsole des Kanals stützen, und

die untersten, 90 cm langen Stücke der Bohlenbogen gelenkig angehängt, und in der Arbeitsstellung besonders abgesteift (Abb. 1). (Nach Engineering News Record vom 13. Mai 1926, S. 782 mit 2 Lichtbildern.) N.

Durchbruch einer Erdtalsperre.

Im Staate Michigan ist eine Erdtalsperre von 6 m Höhe bei der Schneeschmelze im Frühjahr 1926 sechs Stunden lang 30 cm hoch überflutet worden, weil die Abflüsse nicht groß genug bemessen waren, und danach durchgebrochen, obwohl sie aus steinfreiem, undurchlässigem Boden hergestellt und durch die darüber gegangenen Bauwagen (Lastkraftwagen) festgefahren war. Der Bau ist jedoch in den Winter hineingekommen und hat sich vor dem Eintritt des Frostes nicht mehr setzen können, so daß sich im Winter eine gefrorene Schale gebildet hat, unter der dann beim Setzen des inneren Dammtails Hohlräume entstanden sein können und die unter dem Schneeschmelzwasser wahrscheinlich abgebrochen ist, so daß das Wasser einen Weg durch den Damm fand. Es sind über 2000 m³ Boden weggespült worden. Der wieder hergestellte Damm erhält größere Ablassöffnungen und zur Verhinderung von Frostschaalenbildung Steinpflaster auf der Wasserseite und wird erst nach völligem Setzen angestaut. (Nach Engineering News-Record vom 10. Juni 1926, S. 942 mit 1 Abb.) N.

Die Stadtbrücke in Graz.

Anlässlich der Besichtigung der auch in unserer Zeitschrift in Heft 15 erwähnten Stadtbrücke in Graz führte der Bürgermeisterstellvertreter von Graz, Herr Ingenieur Dr. Pertassek, aus, daß vor Herstellung der Brücke die Frage vom Stadtbauamte behandelt worden sei, ob die Brücke in Beton oder in Eisen auszuführen wäre, bzw. ob sie überhaupt Flußpfeiler erhalten dürfe oder nicht.

„Mit Rücksicht auf die ungewissen Verhältnisse im Flußgrunde, welche sich infolge der jahrzehntelangen Mureintiefung im Stadtgebiete ergeben hatten, wurde die Aufführung eines Mittelpfeilers von vornherein außer Betracht gezogen. Es blieb somit nur die Frage übrig, ob die Brücke in einem Beton- oder in einem Eisenbogen die Murental überspannen sollte. Beide Möglichkeiten wurden der Ausschreibung

vom 5. Mai 1925 zugrundegelegt, und die Lichtweite auf Grund der wasserrechtlichen Genehmigung durch die steiermärkische Landesregierung mit 64 m vorgeschrieben. Im ganzen gingen 24 Angebote ein. Nunmehr war die Frage zu beantworten: soll in Beton oder in Eisen gebaut werden?

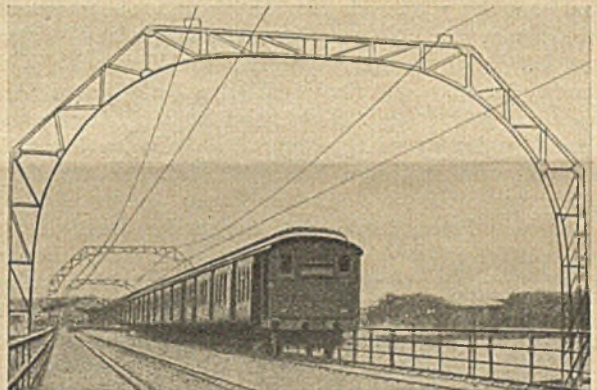
Nach eingehenden Studien, unterstützt von der Stellungnahme berufener Fachleute, insbesondere der in Betracht kommenden Hochschulprofessoren, kam ich als Baureferent zu dem Entschlusse, dem Gemeinderate die Ausführung einer eisernen Brücke zu empfehlen, und der Gemeinderat hat sich in seiner Sitzung vom 16. Juli 1925 auch einstimmig für diese Lösung entschieden.

Nur eine einzige Fachstimme konnte sich über den Gemeinderatsbeschuß nicht beruhigen, es ist dies Herr Oberbaurat Dr. Fritz von Emperger in Wien, der jetzt in Heft 15 vom 9. April 1926 der in Berlin erscheinenden Zeitschrift für das gesamte Bauwesen „Der Bauingenieur“ ausführt, daß das Stadtbauamt Graz einen Betonbogen als Stadtbrücke bauen wollte, infolge Einschreitens der Arbeiterräte der Grazer Brückenbauanstalt beim Bürgermeister aber die Brücke in Eisen herstellen mußte, trotzdem die Ausführung in Eisenbeton um ein Drittel billiger gekommen wäre.“

Dem muß ich folgendes entgegenhalten: Der Brückenbau wurde unserer heimischen Anstalt Waagner, Biro und Kurz A.-G. zu dem angebotenen Gesamtbetrag von 486 000 S. übergeben. Die Mehrkosten bei den Betonarbeiten betragen heute bereits 143 000 S., das sind 29% der Gesamtkosten, während die Kosten der Eisenkonstruktion vollständig gleichgeblieben sind. Ich wage es gar nicht auszu-denken, welche Überraschungen der Gemeinderat erlebt hätte, wenn ein oder zwei Flußpfeiler in Beton auszuführen gewesen wären. Der scheinbar billigere Preis ist bereits weit überholt.

Elektrische Eisenbahnen in Ostindien.

Die erste Eisenbahn mit elektrischem Betrieb in Indien war eine rd. 15 km lange Strecke der Stadt- und Ringbahn in Bombay mit 30 v. T. größter Steigung und einer 530 m langen Stahlbrückenstrecke (s. Abb.). Die Trieb- und Anhängewagen (s. Abb.) sind 20,75 m lang



und 3,6 m breit (bei indischer Breitspur von 1,68 m). Der Strom für die Oberleitung wird von 22 000 auf 1500 Volt Gleichstrom gebracht. Die Ausdehnung des elektrischen Betriebes auf 50 km der Hauptstrecke ist vorgesehen. Nahe der Vollendung ist die Einrichtung des elektrischen Betriebes auf einer 34 km langen Strecke zur Verbindung neuer Siedlungen mit dem Geschäftsviertel von Bombay. Weiter ist geplant der elektrische Betrieb auf zwei Hauptlinien von 136 und 192 km Länge mit 27,5 v. T. größter Steigung zur Abminderung der Betriebskosten. (Nach Engineering News-Record vom 3. Juni 1926, S. 889 mit 1 Abb.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Entschädigung für das Bearbeiten von Bauentwürfen.

Viele Gemeinden, Kommunalverbände und Baubehörden usw. sind zur Zeit damit beschäftigt, ein Arbeitsbeschaffungsprogramm für die kommende Bausaison aufzustellen, um den in ihrem Bezirke ansässigen Arbeitslosen Beschäftigung und Brot zu verschaffen. Zahlreiche Pläne über den Bau von Brücken, Straßen usw. werden erörtert, Finanzierungspläne aufgestellt, in deren Vorbereitung von den Unternehmern Angebote mit ausführlichen Unterlagen eingeholt werden. Hierbei mehren sich die Fälle, daß von einer größeren Anzahl von Firmen gleichzeitig derartige Ausarbeitungen verlangt werden für Arbeiten, deren Finanzierung noch in keiner Weise

sichergestellt ist, und die vielleicht niemals oder wenigstens nicht in absehbarer Zeit in dem geplanten Umfang zur Ausführung gelangen. Die kommunalen und zum Teil auch staatlichen und privaten Auftraggeber sparen sich so Kosten und Mühen für das Projekt. In der Regel werden auf diese Weise 20 bis 30 Firmen in Bewegung gesetzt, die wochenlang mit einem Stab von Ingenieuren und Technikern sich bemühen, rechtzeitig ein möglichst zweckmäßiges und günstiges Angebot herauszubringen. Die Unkosten, die durch derartige nutzlose Projektarbeiten entstehen, sind meist außerordentlich hoch. Es müssen statische Berechnungen, Massenberechnungen, Kostenanschläge und Zeichnungen angefertigt, die Baustelle muß besichtigt

werden usw. Nachdem dann die Angebote eingereicht sind, lassen die Auftraggeber vielfach nichts mehr von sich hören, so daß neue Besuche erforderlich werden. Eine Mitteilung, daß die Bauabsicht zunächst aufgegeben oder verschoben worden sei, oder daß der Auftrag anderweitig vergeben werde, erfolgt häufig nur auf besondere erneute Anfrage.

Es ist nicht zu verkennen, daß die Unkosten solcher Projektbearbeitungen, sofern sie, was nur selten geschieht, nicht besonders vergütet werden, von den Firmen anderweitig verdient werden müssen. Das ist aber infolge der scharfen Konkurrenz auf dem Baumarkt, die zu genauer Kalkulation und sorgfältiger Beachtung aller Unkostenteile zwingt, außerordentlich schwierig. Die Folge ist, daß in anderen wichtigeren Fällen so viel gespart werden muß, wie nur irgend möglich, eine Tatsache, die im Interesse solider Bauausführungen keineswegs begrüßt werden kann.

Der Wunsch der Bauunternehmungen, für die von ihnen geleisteten Entwurfsarbeiten eine ausreichende Vergütung zu erhalten, ist daher berechtigt. Es entsteht nun aber die Frage, wann die zur Ausführung eines Baues erforderlichen Entwürfe und Kostenanschläge von dem Auftraggeber zu bezahlen sind.

Zunächst muß festgestellt werden, daß die Unterbreitung von Projektarbeiten, die dem Auftraggeber vom Unternehmer ohne dessen Ansuchen unerbeten zur Verfügung gestellt werden, dem Ersteren naturgemäß nur eine Pflicht zu ihrer Vergütung auferlegt, wenn dies besonders vereinbart wurde. Auch die Fälle, in denen der Unternehmer Entwürfe und Kostenanschläge auf Ansuchen des Bestellers vorlegt und in denen in irgendeiner Form die Gewährung einer Vergütung vertraglich vereinbart ist, können in der folgenden Betrachtung ausscheiden. Es wird sich hierbei meist um Ausschreibungen handeln, denen z. B. die vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. und dem Deutschen Beton-Verein E. V. herausgegebenen „Bedingungen für Bauarbeiten“ als Vertragsbestandteil zugrunde gelegt sind. Dort wird in den „allgemeinen Bedingungen“ unter Ziffer 2 bestimmt, daß Bauvorlagen, Einzelzeichnungen und statische Berechnungen, die auf Verlangen des Auftraggebers vom Unternehmer hergestellt werden, nach der Gebührenordnung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zu vergüten sind. Das gleiche gilt, wenn bei der Ausschreibung die vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellte Verdingungsordnung für Bauleistungen maßgebend war und die darin enthaltenen „Allgemeinen Vertragsbedingungen“ Vertragsbestandteil werden. In diesen ist in § 3 folgendes vorgesehen:

„Verlangt der Auftraggeber Zeichnungen, Berechnungen oder andere Unterlagen, die der Auftragnehmer nach den Technischen Vorschriften für Bauleistungen oder nach der gewerblichen Verkehrssitte nicht zu beschaffen hat, so sind sie zu vergüten. Solche Unterlagen sind dem Auftraggeber auf Verlangen rechtzeitig vorzulegen.“

Nach der im Baugewerbe üblichen Praxis gehören zu den unentgeltlich zu liefernden Unterlagen in der Regel nur Kostenanschläge, d. h. Formulare, in welche die Preise für die einzelnen Positionen eingesetzt sind. Natürlich wird es auch Fälle geben, in denen dazu noch kleine, sozusagen ex tempore aufzustellende Entwürfe und Anschläge gehören, die der Ingenieur bzw. Architekt ohne jede Schwierigkeit sofort erledigen kann.

Anders liegt es aber, wenn von dem Unternehmer, ohne daß hierfür eine Vergütung von vornherein vereinbart wäre, die Entwürfe genauer Pläne für den Bau, d. h. Vorentwürfe, Zeichnungen, statische Berechnungen, Kostenanschläge mit Massenberechnungen usw. verlangt werden, deren Anfertigung ihm erhebliche Mühe und Unkosten verursacht. Es wäre zwar wünschenswert, wenn stets zwischen Auftraggeber und Unternehmer schon von vornherein darüber Klarheit geschaffen würde, ob für die eingelieferten Projekte, sofern der Auftrag anderweitig vergeben wird, eine Vergütung zu gewähren ist oder nicht. Es ist aber nicht zu verkennen, daß die scharfe Konkurrenz auf dem Baumarkt dem einzelnen Unternehmer im Angebotsstadium ein entschiedenes Auftreten sehr erschwert.

Vielfach ist ihm auch gar nicht bekannt, daß noch andere Konkurrenten mit der Entwurfsbearbeitung betraut sind und seine Anwartschaft, den Bau zu erhalten, daher nur sehr bedingt ist. Wenn er dann späterhin mit seiner Forderung hervortritt, entstehen meist Streitigkeiten mit dem Auftraggeber, insbesondere deshalb, weil die Frage der Entschädigung für Projektarbeiten weder im BGB. noch im HGB. einwandfrei geklärt ist. Eine grundsätzliche, auf alle Fälle anwendbare Regelung erscheint im übrigen auch sehr schwierig, weil die Umstände des Einzelfalles sehr verschieden liegen werden und die Grenze zwischen den nach der gewerblichen Verkehrssitte unentgeltlich vorzulegenden Kostenanschlägen, Versuchsskizzen usw. und größeren Entwurfsarbeiten meist schwer zu ziehen sein wird.

Die nachfolgenden Ausführungen können daher nur allgemeine Richtlinien andeuten. Es erscheint zunächst wünschenswert, die Fälle zu betrachten, in denen von einer Entschädigungspflicht von vornherein keine Rede sein kann.

Das gilt zunächst hinsichtlich der Entwürfe, die auf Grund eines Preisausschreibens (BGB. § 661) zur Erlangung von architektonischen Ideenskizzen und Vorentwürfen eingeliefert sind. Wenn der Ausschreibende auf den besten oder die besten der ihm einzureichenden Entwurfsprojekte einen Preis gesetzt hat, so heißt das ohne weiteres, daß er zu einer Bezahlung der übrigen nicht verpflichtet sein will. Wer sich an dem Wettbewerb beteiligt, muß das wissen, — er arbeitet auf eigene Gefahr. Zum Ausgleich dient ihm die Hoffnung auf Erlangung der jedem Teilnehmer unter gleichen Bedingungen in Aussicht gestellten Preise, Ehrenpreise und Prämien, die, wenn sie erungen sind, nicht nur ein Entgelt für die aufgewandte Mühewaltung enthalten, sondern einen oft um ein Vielfaches darüber hinausgehenden Sondergewinn. Dadurch, daß durch § 661, Absatz 4, BGB., dem Ausschreibenden nicht das Recht gegeben wird, vom Preisempfänger die Übertragung des „Eigentums“ an dem Werk, d. h. an dem Entwurf, zu fordern, es sei denn, daß dem Bewerber auch die Ausführung des Bauwerkes übertragen ist, wird deutlich zum Ausdruck gebracht, daß die bloße Vorlegung der Wettbewerbsarbeiten an den Ausschreibenden weder eine Werkleistung noch ein Werksangebot sein soll. Die Teilnehmer an der Konkurrenz bekommen daher keinerlei Werklohn, dafür behalten sie aber auch ihren Entwurf. Jede Verwendung desselben durch den Ausschreibenden oder einen Dritten ist widerrechtlich und verpflichtet zum Schadensersatz.

Zu den Fällen, in denen weiterhin in der Regel eine Entschädigungspflicht nicht besteht, gehört die Vorlage von Kostenanschlägen anlässlich von Submissionen, es sei denn, daß die Entwurfsarbeiten, wie schon erwähnt, über den nach der gewerblichen Verkehrssitte üblichen Umfang hinausgehen. Hier muß jeder Bieter mit dem Risiko rechnen, nicht das preiswürdigste Angebot vorgelegt zu haben bzw. nicht der Mindestfordernde zu sein. Der Fall ist insofern dem Preisausschreiben gleichartig, nur kommt mit dem erfolgreichen Konkurrenten ohne weiteres ein Werkvertrag über die Bauausführung zustande. Den unterlegenen Teilnehmern an der Submission ist ihr Angebot zurückzugeben, es darf keinesfalls zu eigenen Zwecken der Ausschreibenden verwendet werden.

Eine wichtige Einschränkung ist hier allerdings zu machen. Das Risiko, dem die Konkurrenten sich unterwerfen, dessen Folgen sie tragen müssen, ist nur das Risiko des Unterliegens in der Submission. Dem weiteren Risiko, daß nun der Auftraggeber, wie das vielfach geschieht, sich einfach zurückzieht, weil z. B. die Finanzierung nicht sichergestellt ist usw., oder daß er den Bau von einem Außenseiter errichten läßt, haben sie sich keineswegs unterwerfen wollen. Wer eine Submission veranstaltet, hat höchstens die Wahlfreiheit, aber nicht die Ausführungsfreiheit, es sei denn, daß kein den Bedingungen entsprechendes Angebot oder sonstige schwerwiegende Gründe vorliegen. Überträgt er trotz einwandfreier Angebote nachher keinem der Bieter die Ausführung, so verlieren die Entwurfsarbeiten ihren bisher unselbständigen Charakter, sie stellen

eine Werkleistung dar, für die auf Grund der später zu erörternden Voraussetzungen eine Vergütung zu entrichten ist.

In Fällen, in denen der Bieter den Zuschlag in der Submission erhält, kann, wie wohl von keiner Seite bezweifelt wird, und wie dies auch in ständiger Rechtsprechung zum Ausdruck kommt, keine besondere Entschädigung wegen der Entwurfsarbeiten verlangt werden, einerlei, ob sie auf Grund einer Submission oder auf besondere Aufforderung ausgeführt werden. Das Projekt, das zunächst eine Arbeit für sich ist, verliert durch die Ausführung seine Selbständigkeit, d. h. geht in dieser sozusagen unter, während die nicht ausgeführten Projekte ihre ursprüngliche Selbständigkeit bewahren.

(Fortsetzung folgt.)

Rechtsprechung.

Schadensersatzpflicht des Arbeitgeberverbandes bei Aussperrungen.

Ein Arbeitgeberverband, der die Namen ausgesperrter Arbeitnehmer seinen Mitgliedern durch Rundschreiben mitteilt mit der Aufforderung, die genannten Arbeitnehmer für die Dauer des Arbeitskampfes nicht einzustellen, haftet diesen nicht auf Schadensersatz. Die Aussperrung eines Arbeiters fällt nur dann unter § 826 BGB., wenn die Durchführung in einer gegen die guten Sitten verstoßenden Weise erfolgt, wenn nämlich unsittliche Mittel angewandt werden oder wenn der dem Gegner zugefügte Nachteil den wirtschaftlichen Ruin des Gegners herbeiführt oder der Nachteil zum Vorteil in keinem erträglichen Verhältnis steht. Der Kläger stützt sich im vorliegenden Fall auf § 826 BGB., weil der beklagte Arbeitgeberverband die bei zwei Firmen durchgeführte Aussperrung seinen Mitgliedern mitgeteilt und somit die Beschäftigung der ausgesperrten Arbeiter bei den Verbandsmitgliedern verhindert habe. Den Nachdruck legt der Kläger auf das Existenzvernichtende in der Maßnahme des Beklagten. Eine solche, die Anwendung des § 826 BGB. rechtfertigende Eigenschaft des Kampfmittels ist mit dem Reichsgericht dann anzunehmen, wenn bezweckt wird, die gewerbliche Existenz des Gegners im Lohnkampf völlig zu untergraben und ihn dauernd erwerbslos zu machen. Dagegen ist eine Maßregel, die nur darauf abzielt, für die Dauer des Lohnkampfes die Erwerbsmöglichkeit in dem betreffenden Geschäftszweig abzuschneiden, anders zu beurteilen. Im vorliegenden Falle handelt

es sich nur um eine solche vorübergehende, auf die Dauer eines bestimmten Streiks beschränkte Maßnahme. Sie beschränkt sich zwar nicht auf den vom Streik betroffenen Geschäftszweig, jedoch sind auch derartig weitgehende Maßnahmen der Arbeitgeber nicht ohne weiteres nach § 826 BGB. zu verurteilen. Erscheint es demnach schon sehr zweifelhaft, ob überhaupt die vom Beklagten getroffene Maßnahme der Anwendung des § 826 BGB. unterliegen kann, so ist dies wenigstens für den vorliegenden Fall unter den jetzigen Verhältnissen zu verneinen, denn auch dann, wenn die Maßnahme des beklagten Arbeitgeberverbandes unterblieben wäre, hätte schon die beschränkte Aussperrung die gleiche Wirkung gehabt. Schon in normalen Zeiten ist es bei Aussperrungen von Industriearbeitern den Aussperrten nur in verhältnismäßig geringer Zahl möglich, anderweit Arbeit zu finden. In jetziger Zeit und in den vergangenen Jahren, wo viele gelernte Arbeiter wegen Mangel an Arbeit entlassen wurden, muß ein anderweitiges Unterkommen der Aussperrten zu den verschwindenden Ausnahmen gehören. Es läßt sich deshalb bei solcher Sach- und Rechtslage nicht nachweisen, daß der Beklagte mit einer über das zulässige Maß hinausgehenden Schädigung bei seiner Kampfmaßnahme gerechnet hat. (Aus einem Urteil des Landgerichtes Magdeburg I. Z. K. v. 23. III. 26 — A. Z. I. S. 58/26. —)

Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Die diesjährige Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ist auf Montag, den 4. und Dienstag, den 5. Oktober nach Wiesbaden einberufen. Mit Rücksicht auf das von den Arbeitsausschüssen in großem Umfange gearbeitete Material wird bei der diesjährigen Hauptversammlung eine eingehende Berichterstattung durch die Herren Obleute über die Arbeiten ihrer Ausschüsse erfolgen. Außer diesen Tätigkeitsberichten wird der Vorsitzende der Studiengesellschaft, Herr Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. Brix, Bericht erstatten über den Verlauf und die eventuellen Ergebnisse des im September 1926 in Mailand tagenden 5. internationalen Straßenkongresses. Ein weiteres Referat des Herrn Verbandsdirektor Dr. Schmidt, Obmann des Ausschusses „Engere Planung“, wird über Zweck und Ziel des von diesem Ausschuss ausgearbeiteten „Fernstraßennetzes für Deutschland“ Aufschluß erteilen. Die erwähnten Referate werden am Montag, den 4. Oktober in einem noch bekannt zu gebenden Saal gehalten werden, während Dienstag, der 5. Oktober für Besichtigungen von Straßen in Wiesbaden und Umgebung vorgesehen ist.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 26. August 1926.

- Kl. 5 b, Gr. 41. A 42 676. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Verfahren zum Abräumen von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. mittels Abraumförderbrücke. 17. VII. 24.
- Kl. 5 d, Gr. 11. A 45 470. Theodor Wilhelm Achtnichts, Gottesberg i. Schles. Gleisanlagen für Förderwagen und Transportbänder. 9. VII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 39. L 64 824. Walter Leder, Basel, Schweiz; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Blinklicht-Signaleinrichtung für elektrische Bahnanlagen. 2. I. 26. Schweiz 7. I. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 8. S 67 526. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Luftschiffhafen mit drehbarer Schleusenhalle. 29. X. 24.
- Kl. 38 h, Gr. 2. H 100 096. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg i. B. Aus einer bituminösen Masse bestehender Stockschutz für Masten oder sonstige Hölzer. 15. I. 25.
- Kl. 38 h, Gr. 2. S 71 805. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zum Behandeln von Hölzern mit Teeröltränkung. 10. X. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 34. V 19 695. Luigi Vianini, Rom; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover. Vorrichtung zur Herstellung von Röhren und ähnlichen Hohlkörpern aus Beton o. dgl. mit bituminöser Zwischenschicht. 28. XI. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 1. G 57 907. Adolf Friedrich Müller, Wernigerode a. H. Hydraulisches Bindemittel; Zus. z. Pat. 401 863. 20. XI. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. K 96 545. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Verfahren zur Herstellung von Tonerdeschmelzement; Zus. z. Anm. K 93 773. 2. XI. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 126. G 61 026. Willy Genz, Magdeburg, Petersberg 2. Abraumabsetzer. 27. III. 24.

- Kl. 81 e, Gr. 126. G 65 929. Willy Genz, Magdeburg, Petersberg 2. Vorrichtung an Abraumabsetzern zum Einstellen der Führungsleiter für die Förderkette. 4. XII. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 6. K 95 897. Friedrich Köster, Heide i. Holstein. Gerinne für Schöpfwerke. 23. IX. 25.
- Kl. 85 b, Gr. 1. M 84 182. Dr. Hermann Manz, Charlottenburg, Sybelstr. 68. Verfahren zum Enthärten von Speisewasser für Dampfkessel. 10. III. 24.
- Kl. 85 d, Gr. 2. G 64 634. Joseph Grzimek, Berlin, Königin-Augusta-Straße 33. Trinkwasserversorgung. 15. VI. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 26. August 1926.

- Kl. 5 b, Gr. 41. 433 725. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Gesonderte Abtragung und Förderung des Humusbodens von Tagebaudecken und seine Ablagerung in gleichmäßiger Ausbreitung auf dem übrigen Abraum unter Benutzung von Abraumförderbrücken. 2. VII. 24. A 42 567.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 433 593. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Beschleunigungsantrieb für Eisenbahnwagen mittels Treibachsen; Zus. z. Pat. 418 223. 7. X. 24. P 48 910.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 433 669. Johann Salzmann u. Hermann Müller, Horstmar. Kletterweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 376 106. 14. VI. 25. S 70 392.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 433 743. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktoriastraße 17. Anschlußweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 432 478. 31. V. 24. K 89 761.
- Kl. 20 i, Gr. 25. 433 594. Albert Frühauf, Offenbach a. M., Eisenbahnstraße 14. Zifferblatt für öffentliche Uhren, insbesondere Bahnsteiguhren. 10. VI. 25. F 59 090.
- Kl. 85 b, Gr. 1. 433 582. Johan Nicolaas Adolf Sauer, Amsterdam; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Entkeimen und Reinigen von Wasser und anderen Flüssigkeiten; Zus. z. Pat. 400 128. 19. VIII. 22. S 60 629.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten.

Von K. Lerche, Ingenieur. Mit 12 Textabbildungen (IV u. 42 S.).

Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. 1925. Preis geheftet RM 3.—.

Bei Arbeiten dieser Art ist zu beachten, daß man mit einem Schema nicht auskommt, und in der Regel hat jede größere Bauunternehmung eigene Methoden für das Veranschlagen von Eisenbetonbauten. Wenn daher ein Fachmann, wie der Verfasser dieses Büchleins, sich entschließt, aus seinen eigenen Erfahrungen in der Praxis einen Wegweiser für das Veranschlagen herauszugeben, so ist dies zu begrüßen.

Im ersten Abschnitt wird ein Weg für die Massenermittlung aus überschlägigen statischen Berechnungen gezeigt. Die Kalkulation und die für jedes ernste Bauunternehmen sehr wichtige Nachkalkulation der Löhne und Materialien wird in zwei weiteren Abschnitten besprochen, wobei Beobachtungen bei verschiedenen Baustellen verwertet werden. Hier macht der Verfasser den Unterschied zwischen wirtschaftlichem und scheinbar wirtschaftlichem Konstruieren; letzteres, wenn unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse wirtschaftliches Konstruieren nicht den Ausschlag gibt. Mit größter Vorsicht behandelt der Verfasser die Fragen der Unkosten und der Höhe des Verdienstes, weil diese von der Art und Größe des Unternehmens abhängig sind. Der Abschluß bildet eine Zusammenstellung des Arbeitsaufwandes für verschiedene Arbeiten und des entsprechenden Lohnanteils, wie sie sich aus den Erfahrungen bei den vom Verfasser beobachteten Bauwerken ergeben. Das Büchlein wird dem Fachmann manche Anregung bieten. E. P.

Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Theorie zentral-symmetrisch belasteter Kreisplatten und Kreisringplatten auf elastisch nachgiebiger Unterlage mit Anwendungen der Theorie auf die Berechnung von Kreisplattenfundamenten und die Einspannung in elastische Medien. Von Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe. Mit 52 Textabbildungen. (148 Seiten). Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geheftet RM 13,50; gebunden RM 15.—.

Während die Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage wohl ziemlich zum Abschluß gekommen ist, ist die schwierigere Theorie der elastisch gelagerten Platte noch wenig bearbeitet. Für ein beschränktes Teilgebiet, die kreisförmige Platte mit zentral-symmetrischer Belastung hat hier Schleicher die Lösung gegeben. Den Kern der Arbeit bildet die in einer fast verblüffend eleganten Weise gegebene Integration der Biegungsdifferentialgleichung, die auf Zylinderfunktionen führt. Zur Erleichterung beim Gebrauch ist im Anhang eine kurze Zusammenstellung der Eigenschaften dieser Funktionen, sowie eine zum Teil neu berechnete Funktionentabelle beigelegt. Den größten Teil des Buches bildet die ausführliche und allgemeine Behandlung einer großen Mannigfaltigkeit von Sonderfällen der kreis- und kreisringförmigen Platte, die sich durch die Verteilung der Belastung, durch Lagerung und Einspannung der Platte unterscheiden, so daß man wohl für jeden in der Anwendung vorkommenden Fall die allgemeine Lösung hier findet. Auf praktische Fragen wird nur knapp eingegangen. Vor allem wäre für den entwerfenden Ingenieur eine genauere Untersuchung erwünscht gewesen, von welchen Verhältnissen ab die Berücksichtigung der Elastizität von Platte und Untergrund eine praktisch ins Gewicht fallende Verkleinerung der Spannungen ergibt, von wo ab sie sich also lohnt. Ein durchgerechnetes Beispiel (Abschnitt 35) einer starken Platte mit Ringlast, etwa einem Eisenbetonfundament eines Schornsteines, zeigt, daß unter ähnlichen Verhältnissen die genauere Berechnung als elastische Platte keinen lohnenden Vorteil bringt.

Besondere Beachtung verdient der Abschnitt 9 über die Beurteilung der Beanspruchung. Keine von den bisher aufgestellten Theorien über die Bruchgrenzen und die Anstrengung der Materialien konnte

bis jetzt restlos befriedigen. Der Verfasser hat nun zu den vorhandenen eine neue Theorie aufgestellt, die im wesentlichen darauf hinauskommt, daß die im Körper aufgespeicherte Formänderungsarbeit ein Maß für dessen Beanspruchung bildet, wobei die bis zu einem bestimmten Grenzzustand (Elastizitäts-, Fließ-, Bruchgrenze) aufnehmbare gesamte Formänderungsarbeit vom mittleren Druck $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

abhängig ist. Diese Theorie hat viel einleuchtendes und ist vor allem für die Rechnung sehr bequem. Aber während bei der bekannten Mohrschen Theorie die mittlere Hauptspannung σ_2 ganz ohne Einfluß auf die Beanspruchung sein soll, wird sie nach Schleicher in ihrer Wirkung den beiden anderen Hauptspannungen genau gleichgestellt (gleichen mittleren Druck selbstverständlich vorausgesetzt). Hier liegt bei aller Allgemeinheit doch wieder von vornherein eine beschränkende Aussage. Eine genauere Untersuchung muß zeigen, ob dem die Tatsachen entsprechen. Eine eingehendere Darlegung verbietet hier leider der Raum.

Das Buch, das mathematisch recht klar und knapp geschrieben ist, stellt vor allem eine hochbedeutende theoretische Leistung dar. Seiner weitergehenden praktischen Verwertung stehen wohl noch einige Hindernisse entgegen. Vor allem sind über die Bettungsziffer doch noch recht wenig zuverlässige Messungen vorhanden, und dann wird bei der Anwendung im Bauwesen wegen der Windkräfte meist eine außermittige Belastung vorliegen. Man wird also mit der neuen Theorie in den meisten Fällen nur Teillösungen exakt zu geben vermögen. Immerhin ist durch das Werk ein neues Stück Land urbar gemacht und sein Studium kann dem praktischen Ingenieur, der in der Biegeltheorie der Platten schon etwas bewandert und auf die Ergänzung seines theoretischen Rüstzeugs bedacht ist, nur aufs beste empfohlen werden.

Kammüller.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band 2, Teil 4, Kapitel 5, Schräg- und Schlitzmaschinen, Tunnelbohr- und Treibmaschinen. Von Baurat Ing. Otto Schueller. 3. Auflage. 102 Seiten mit 116 Abb. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig. 1925. Preis geheftet RM 6.—, gebunden RM 9.—.

Wiederum liegt ein Band des Handbuches in neuer, erweiterter Auflage in der gewohnten vorzüglichen Ausstattung vor. Im ersten Teil dieses Bandes werden die Schräg- und Schlitzmaschinen, die in erster Linie im Erz- und Kohlenbergbau entwickelt worden sind, ausführlich behandelt. In der Nachkriegszeit erschlossen sich diese Maschinen auch Gebiete, die dem Bauingenieur näher liegen. Mit Vorteil werden sie jetzt bei der Materialgewinnung in Steinbrüchen und beim Aufschluß von Felseinschnitten und Tunnelstrecken zur Anwendung gebracht, da sie größere Arbeitsfortschritte und Ersparnis von menschlichen Arbeitskräften gewährleisten. Der Verfasser erörtert in systematischer Weise die Anwendung, die Leistung und den Betrieb der verschiedensten Bauarten dieser Maschinen, in deren Entwicklung in den letzten Jahren besonders große Fortschritte erzielt worden sind. Der zweite Teil über Tunnelbohr- und Treibmaschinen hat seine besondere Bedeutung für den Bau von Kraftwasserstollen und Untertunneln. Wenn auch diese Maschinen im festeren Gestein versagen, so finden sie bei der Durchörterung rolligen Gebirges und weicher Massen, besonders bei der Untertunnelung von Flußläufen in der mannigfaltigsten Weise Anwendung. Neben der übersichtlichen Beschreibung der zahlreichen Bauverfahren gibt der Verfasser eingehende Darstellungen über die Erfahrungen, die mit denselben gemacht worden sind. Besonders wertvoll für dieses Werk sind die zahlreichen Literaturangaben, die die einschlägigen Veröffentlichungen bis in die neueste Zeit umfassen und dem entwerfenden Ingenieur einen vorzüglichen Überblick auf diesem Gebiete gewähren. Dr. Söllner.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Die Ortsgruppe Rheinland-Westfalen der D. G. f. B. in Essen besichtigte am 8. Juli d. J. die neuartige Kläranlage in Essen-Recklinghausen. Eine ausführliche Beschreibung hierüber wird demnächst im allgemeinen Teil des „Bauingenieur“ veröffentlicht werden.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am Sonnabend, den 9. Oktober d. J. findet eine Besichtigung des Flughafens Tempelhofer Feld statt. Damen können an der Besichtigung teilnehmen.

Bei Eintritt in den Flugplatz wird eine Eintrittsgebühr von 20 Pf. je Person erhoben.

Treffpunkt im Flughafen-Restaurant pünktlich 4.30 Uhr nachmittags. Um diese Zeit ist die Ankunft der großen Verkehrsflugzeuge; bei Eintritt der Dunkelheit wird die Nachtbeleuchtung des Hafens vorgeführt.

Verbindungen: Straßenbahnlinien Nr. 25, 35, 99 und 199 bis Haltestelle Paradesstraße, Nr. 14 bis Friesenstraße. Ringbahn bis Bahnhof Tempelhof und Untergrundbahn bis Bahnhof Kreuzberg. Von diesen Bahnhöfen je 20 Minuten Fußweg.

Zum gleichen Tage ladet die Firma F. Butt & Co., G. m. b. H., Lichtenberg, zur Vorführung einer Straßenbetonmischmaschine auf dem Tempelhofer Felde ein.

Treffpunkt an der Kreuzung der Berliner und Paradesstraße um 3.45 Uhr.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Das diesjährige Jahrbuch der D. G. f. B. (200 Seiten nebst zahlreichen Abbildungen und vollständig verändertem Text gegen die vorjährige Ausgabe) erscheint voraussichtlich Mitte Oktober d. J.

Diejenigen Mitglieder, die das Jahrbuch durch Einschreibsendung zu erhalten wünschen, werden um Einsendung von 35 Pf. in Briefmarken gebeten.