

KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG

MASSIV-, EISENBETON-, EISEN-, HOLZBAU

HERAUSGEBER: REG.-BAUMEISTER FRITZ EISELEN

Alle Rechte vorbehalten. — Für nicht verlangte Beiträge keine Gewähr.

60. JAHRGANG

BERLIN, DEN 21. AUGUST 1926

Nr. 16

Die Wiederherstellung der Kathedrale von Reims.



Die Wiederherstellung der am 19. Sept. 1914 während des Weltkrieges durch eine Feuersbrunst schwer beschädigten Kathedrale von Reims hat nicht nur für den Architekten und Denkmalsfreund Interesse, sondern sie ist auch für den Ingenieur in hohem Grade bemerkenswert wegen der

arbeiten am Straßburger Münster¹⁾ und am Mainzer Dom²⁾. In beiden Fällen handelte es sich jedoch ganz oder vorwiegend um Gründungsarbeiten, und wo aufgehende Bauwerksteile in Frage kamen, hatte der Eisenbeton es gerade als seine besondere Aufgabe zu betrachten, so wenig als möglich in die Erscheinung zu treten.

In Reims dagegen hat man ihn für die Wieder-

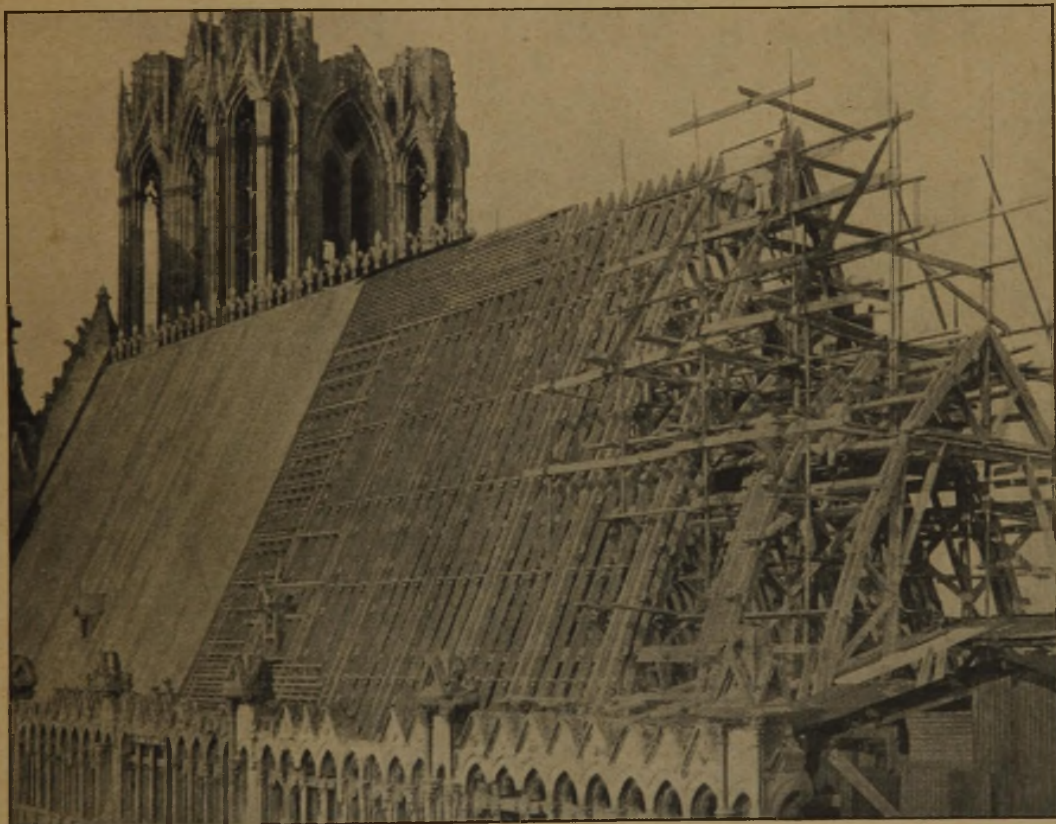


Abb. 1. Wiederherstellung des Dachstuhles (rechts die Bogen der Dachbinder, in der Mitte die Sparren, beide aus einzelnen Eisenbeton-Elementen zusammengesetzt; links farbige Bleiabdeckung).

Rolle, die der Eisenbeton bei dieser Arbeit zu spielen berufen war.

Im Lauf der letzten Zeit hat der Eisenbetonfachmann zweimal Gelegenheit gehabt, stolz zu sein auf die Bedeutung seines Baustoffs für die Erhaltung alterwürdiger Kirchendenkmäler: Angesichts der Mitteilungen über die Unterfangungs- und Sicherungs-

herstellung des Schiffes und des Daches der Kathedrale in großem Umfang und in Formen angewandt, die für Zwecke dieser Art als völlig neu bezeichnet werden müssen: Man verwendete nämlich ausschließlich vorbetonierte, d. h. fabrikmäßig fertigestellte, gebrauchsfertig zur Verwendungsstelle gelieferte und dort schnell und einfach versetzbare Bauelemente einfachster Form aus Eisenbeton. Diese mußten für das Dach der Kathedrale, das (Abb. 2, S. 118) 19 m hoch und 40 bis 60 m über dem Erdboden gelegen ist, so handlich wie nur möglich und im besonderen so leicht sein, daß sie von einem oder zwei Arbeitern leicht gehandhabt und ohne besondere Hebezeuge verlegt werden konnten.

¹⁾ Vergl. u. a. Bernhard: Deutsche Ingenieurarbeit am Straßburger Münster. „Bauingenieur“ 1926, Heft 16 u. 18 und „Deutsche Bauzeitung“, Konstr.-Beilage Nr. 15, 1926; sowie Kittel: Die Wiederherstellung der Pfeilergründung am Straßburger Münster. „Bautechnik“ 1926, Heft 12. —

²⁾ Vergl. u. a. Rüh: Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerks. „Deutsche Bauzeitung“ 1926, Konstr.-Beilage Nr. 8 und „Bauingenieur“ 1926, Heft 25 u. 26. —

Abb. 2. Konstruktion des neuen Daches.
(Ausgeführt 1925/26.)

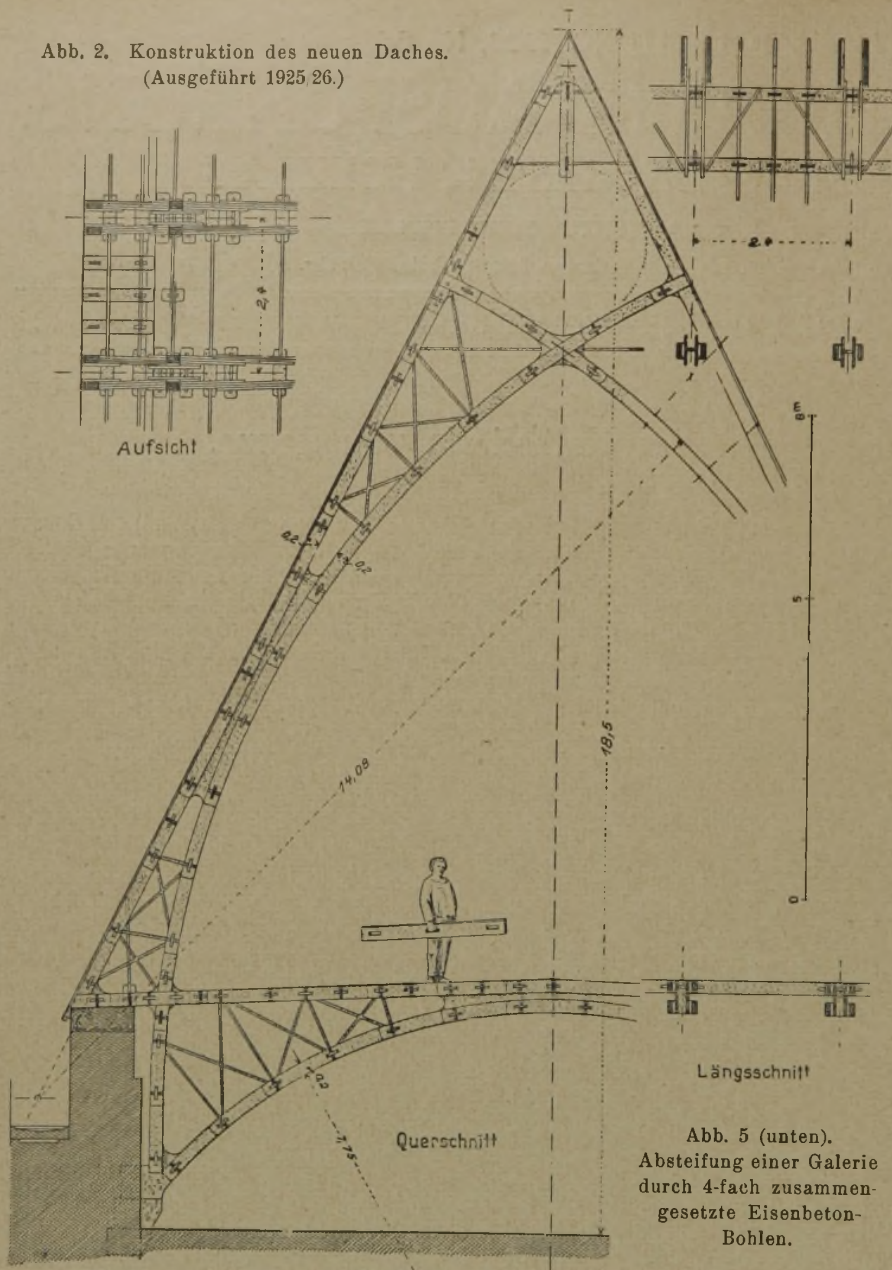


Abb. 5 (unten).
Absteifung einer Galerie
durch 4-fach zusammen-
gesetzte Eisenbeton-
Bohlen.

Eine Serie solcher Elemente gleichen Querschnitts von 4 mal 20 cm und zwischen 2 und 3 m wechselnder Länge mit Zapfenlöchern oder Schlitzn nach Abb. 3 a u. b, unten, gestattet, wie im Folgenden nach einem Bericht von Deneux in Heft 7 (1926) von „La Technique des Traveaux“ (dem wir auch unsere Abbildungen entnehmen) mitgeteilt ist, die Ausführung einer ganzen Reihe von Aufgaben des Eisenbetonhochbaues. Man verläßt freilich dabei den als besonderen Vorzug des Eisenbetons betonten Grundsatz der „monolithischen“ Bauweise, die ebenso einfache wie solide Verbindung der starken und gedrunenen Bohlen gewährleistet jedoch eine erhebliche Sicherheit, und die vorgenommenen Probelastungen solcher Konstruktionen haben durchaus die gleiche Standfestigkeit erwiesen wie Eisenbetonhochbauten der üblichen, in Schalung an Ort und Stelle hergestellten Art.

Die Art des Zusammensetzens dieser Eisenbetonbohlen wechselt je nach den Erfordernissen des einzelnen Falles, beruht jedoch stets auf dem gleichen Prinzip, d. h. auf dem Ineinanderversetzen von Zapfen und Zapfenloch mit bei allen Elementen stets gleicher Abmessung. Ein drittes Stück mit geschlitztem Ende (Abb. 3 b u. 4, unten) sichert die Verbindung, bisweilen dient eine Klammer oder Schleife aus verzinktem Eisendraht oder ein Eichenholz-Keil dem gleichen Zweck. Abb. 4 zeigt eine Anzahl solcher, aus stets denselben Elementen bestehender Verbindungen.

Das System hat den weiteren großen Vorteil, daß seine einzelnen Teile ebenso leicht auseinandergenommen wie zusammengesetzt und infolgedessen auch für vorübergehende Zwecke, wie Absteifungs- und Gerüstarbeiten, verwendet werden können. Auch in Reims ist das in großem Umfang der Fall gewesen, z. B. bei der inneren Absteifung des nordöstlichen Eckturmes. Sie dient gleichzeitig als vorläufiger Ersatz der beim Bombardement zerstörten Treppe und wurde — 50 bis 60 m über dem Boden — in fünf Wochen von zwei völlig ungeschulten Arbeitern ohne Schwierigkeit hergestellt.

Eine andere vorübergehende Verwendung beim gleichen Bauwerk ist die Einrüstung der reich ornamentierten, um den untern Rand des Daches herumlaufenden Galerie (Abb. 5, neben), bei der ein Teil der steinernen Fensterkreuze verlorengegangen war. Hier wurden, entsprechend den Abmessungen jener letzteren, die einzelnen Eisenbetonbohlen vier-

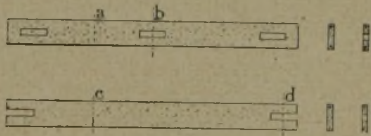
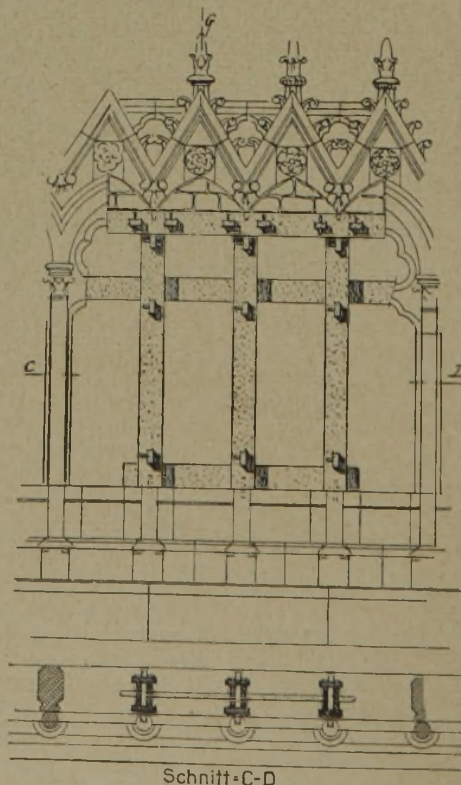
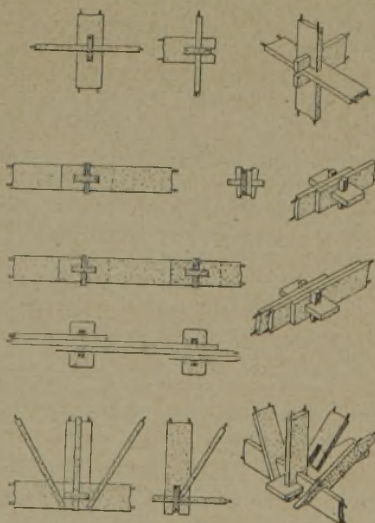


Abb. 3 a u. b. Eisenbeton-Elemente.
Abb. 4. Verbindungen der Elemente.



fach zusammengesetzt und verbolzt. Sie geben so einen guten Begriff von der vielseitigen Anwendungsmöglichkeit des Systems, bilden eine sehr tragfähige Absteifung und dürften wegen ihrer Wetterbeständigkeit viele Jahre bis zur endgültigen Wiederherstellung vorhalten.

Wichtiger noch als diese Verwendung ist diejenige zur Herstellung des neuen Daches für das Hauptschiff (Abb. 1, S. 117, Abb. 2, S. 118, Abb. 6, neben). Er zerfällt in den eigentlichen bogenförmigen Abschluß des Kirchenschiffes (Abb. 2 u. 6) und den hochragend sich darüber erhebenden, ziemlich spitz zulaufenden Dachstuhl. Der letztere setzt sich aus 27 Jochen zusammen, und zwar ruht jeder Binder (Abb. 2) mit dem unteren Teil auf entsprechend ausgekragten Betonkonsolen und in Höhe der Spannriegel auf der Außenmauer selbst auf. Diese Spannriegel, die die Abschlußdecke, die für den Aufbau des Dachstuhls erforderlichen Gerüste und Geräte zu tragen haben, erhalten durch die Bögen eine besondere Versteifung. Im besonderen hat dieser ganze untere Teil der Dachkonstruktion den Zweck, ihren Schwerpunkt möglichst weit nach unten zu rücken und ihr, deren Höhe — wie bemerkt — zwischen dem Obergurt der Bögen und dem First 19 m beträgt, dadurch größere Standfestigkeit zu geben. Die Binderentfernung ist 2,40 m, wodurch drei Dachbinder auf jedes der 7,20 m weiten Felder zwischen zwei Pfeilervorlagen der Außenmauer entfallen. Die bereits erwähnten Auflagerkonsolen für die unteren Bögen und den Fuß des oberen Gebälks befinden sich annähernd in gleicher Höhe mit der Oberkante der Strebepfeiler, denen die Absteifung der Umfassungswände des Schiffes obliegt.

Die für diesen verwendeten Eisenbeton-Elemente haben trotz der größeren Baulängen durchweg den in Abb. 3 dargestellten Querschnitt von 4·20 cm, sie werden jedoch (Abb. 1 u. 4) doppelt oder dreifach zusammengeschraubt und bilden so für die gesamte Konstruktion die stets gleichbleibende „Einheit“. Wie weit man mit diesen Einheiten auszukommen vermag, beweist die Tatsache, daß sogar Binderweiten bis 52 m mit ihnen sich haben überspannen lassen. Man darf

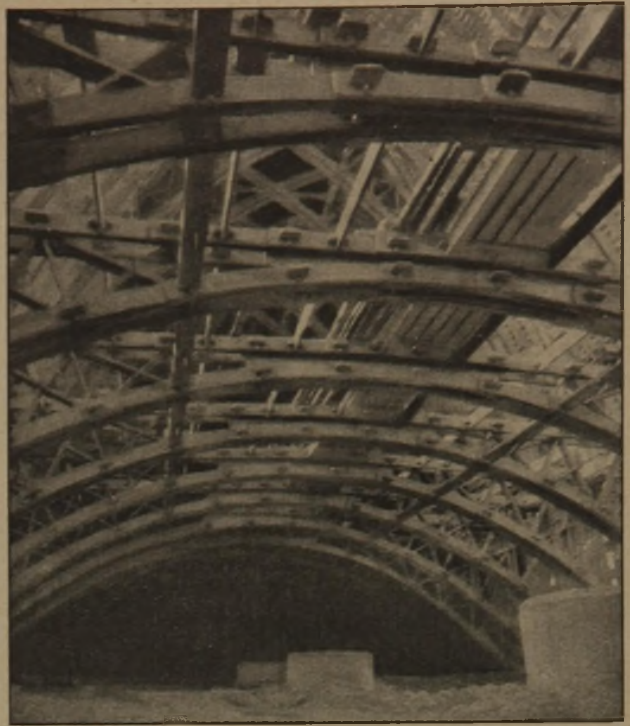


Abb. 6. Blick gegen unteres Gebälk der Dachkonstruktion.

sonach sagen, daß sie sich ebenso für einfache wie für die größten Aufgaben des Eisenbetonbaus eignen und diesem in mancher Richtung neue und lohnende Wege zu öffnen vermögen. Es sei zum Schluß erwähnt, daß auch das Dach einer andern Kirche in Reims, derjenigen von Saint-Jaques, bereits 1920—21 ganz in gleicher Weise wiederhergestellt ist und gewissermaßen als Probestück für die schwereren Aufgaben bei der gewaltigen Kathedrale gedient hat. — A—l.

Die Konstruktion des Konzertsalles im städt. Bürohaus zu Gelsenkirchen.

Von Arch. Dr.-Ing. Kattentidt, Gelsenkirchen. (Hierzu die Abb. S. 121.)



In Gelsenkirchen errichtet die Stadtverwaltung (Beigeordn. Stadtr. Arendt) nach einem Entwurf von Prof. Alfred Fischer, Essen, einen Konzertsaal in Verbindung mit einem Bürohaus. Der Saal mit Podium, Galerien und Wandelgängen hat eine bebaute Fläche von etwa 1500 qm und rd. 25 500 cbm umbauten Raum und wird von dem in Eisenbeton ausgeführten Bürohaus an drei Seiten umschlossen (Abb. 1, S. 120). Saalparkett und unter der Mittelempore liegender kleiner Saal fassen etwa 1100 Personen, Mittel- und Seitengalerien enthalten etwa 500 Sitzplätze. Auf dem Musiker- und Sängerpodium haben 400 Personen Platz. Im Erdgeschoß der den Saal einschließenden Gebäudeteile liegen außer den für den Saalbetrieb notwendigen Nebenräumen (Kassen, Toiletten, Saalbüffet, Vorhallen und Galerietreppen) zwei einander gegenüberliegende, durch einen breiten Wandelgang miteinander verbundene Haupteingänge und ein Nebeneingang für die Galerien. Rechtwinklig zum Wandelgang liegt beiderseits des großen Saales je eine Wandelhalle mit Garderoben.

Vom Erdgeschoßfußboden ab ist der eigentliche Saalbau von der Firma Heinrich Raacke, Gelsenkirchen, in Eisenkonstruktion ausgeführt. Die in Eisenbeton hergestellte Kellerdecke des Saales wurde für 500 kg/qm Nutzlast bemessen, Stützen und Stützenfüße, mit Rücksicht auf die während der Montage zu erwartenden Einzellasten, für 1000 kg/qm. Auf eine Länge von 34,70 m tragen auf jeder Seite acht rd. 19 m hohe, aus je zwei durch Laschen verbundenen [Eisen N. P. 20 bzw. 22 gebildete Stützen acht in Satteldachform ausgebildete Binder von 17,50 m Spannweite in Winkeleisenkonstruktion mit Pfetten aus Normalprofilen und den nötigen Windverbänden. Über den Untergruppen der Binder ist in der Längsachse des Gebäudes ein rd. 1,90 m breiter Laufgang mit aus Formeisen gebildeten Wangen- und Querträgern aufgelegt. Zur Aufnahme der Rabitzdecke wurden an den Binderuntergruppen durchgehende [Eisen N. P. 12 angebracht. Als Dacheindeckung dient eine 5,5—6 cm starke Bims Kiesbeton-Monierdachhaut.

Zwischen die Stützen sind die Träger und Unterzüge zur Aufnahme der hohen Seitenwände des Saales und der Galeriedecken eingebaut. Die hintere Giebelwand des Saales wird aus fünf Eisenstützen (zwei mit den Flanschen gegeneinandergestellte [Eisen N. P. 20, drei davon mit aufgenieteten Lamellen und nach außen gestellten Flanschen) und aus Querträgern als Unterzüge zur Aufnahme der Geschoßmauerung gebildet. Die durch aufgestaltete [Eisen verstärkten Kappenträger der neunstufigen Mittelempore werden durch fünf genietete Blechträger gestützt, die einerseits auf den Stützen der Giebelmauer, andererseits auch dem auf 2 Mittelstützen gelagerten Hauptträger ruhen.

Die senkrechten Teile der Stufen auf der Mittelempore sind mit zu öffnenden, perforierten Blechen versehen, durch die aus den Warmluftkanälen die erwärmte Luft der im Keller eingebauten Luftheizung in den Saal eintritt.

Als Stütze für den an den Saal anschließenden halbkreisförmigen Kuppelbau über der Sängerempore von etwa 9,50 m Tiefe, die in Eisenbeton ausgeführt ist, dient ein Portalzweigelenkrahmen mit voller Blechwand. Der über dem tiefer liegenden Kuppelbau hinausragende Teil des Portalrahmens ist als Fachwerkkonstruktion ausgebildet.

Das Gerippe des Kuppelbaues selbst besteht aus 13 Stück 9,8 bzw. 11,8 m hohen, zweiteiligen Stützen mit Pfettenunterzügen und Pfettenlage. Die Abdeckung des Kuppelbaues erfolgt in Bims Kiesbeton-Monierkonstruktion.

Konzentrisch um den Kuppelbau ist ein durch eiserne Fachwandkonstruktion abgeschlossener Laufgang angeordnet. Zu beiden Seiten des Saales liegen mit Pultdächern abgedeckte Seitengalerien und die Wandelhallen, ebenfalls in Eisenkonstruktion. Je sechs Hauptunterzüge einschl. der Tragkonstruktion für die Oberlichter der mit Luxfer-Prismen versehenen flachen Dächer der Wandelhallen sowie zusammen 36 Stützen zur Aufnahme der Hauptunterzüge und der Randunterzüge zum Abfangen der seitlichen Galeriewände sowie der für die vorschrittmäßige Nutzlast von 500 kg/qm errechneten Kappenträger, die mit Kiesbeton ausgestampft werden, sind hier montiert. An



Abb. 2. Montagestand Ende Nov. 1925.

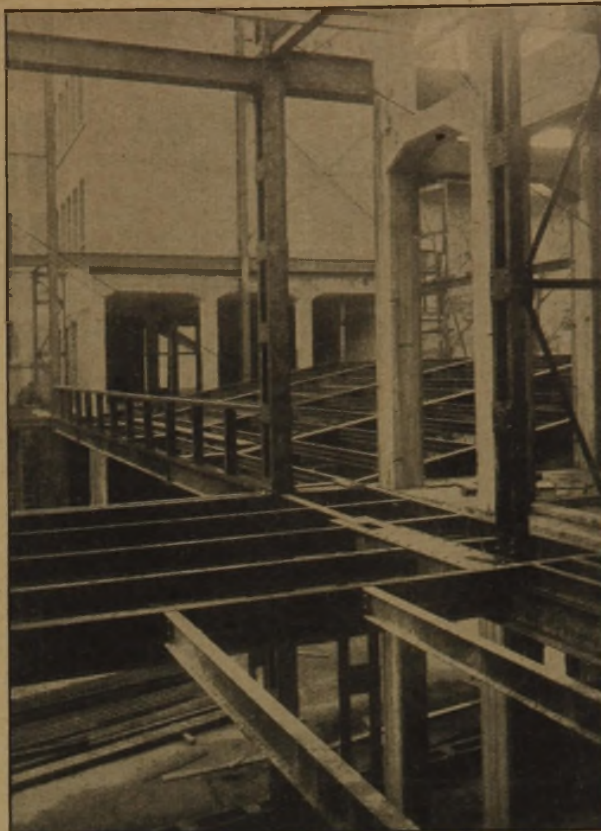


Abb. 3. Eisenkonstruktion der Mittelempore.



Abb. 4. Einblick in den Saal von Westen.



Abb. 5. Montage des Rundbaus über Sängerempore.

Die Konstruktion des Konzertsalles im städt. Bürohaus Gelsenkirchen.

körpers über dem hinteren Stützmauerfuß $ABDE=G$ zusammensetzen, da ja E_l die Resultierende von E_o und dem Erdkörper G_l ist (siehe obenerwähnte Abhandlung von Prof. Mörsch). E_o kann durch Rechnung gefunden werden zu

$$E_o \cos \alpha = E_o^{ov} = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \rho}{\epsilon^2} \dots \dots \dots 2a)$$

hierin ist $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$ und $\epsilon = 1 + \sec \alpha \sqrt{\sin(\rho - \alpha) \sin(\rho + \alpha)}$.

Diese Formel ergibt sich aus der allgemeinen Erddruckformel (s. Hütte III., 22. Aufl., S. 173), indem man für den Reibungswinkel $\delta' = \alpha$ und für $\vartheta = 90^\circ$ setzt. Diese lautet:

$$E_w = \gamma' \frac{1}{2} s^2 \nu^2 \text{ und } E_l = E_w \cotg \psi \dots \dots \dots 2)$$

worin $\nu = \frac{\sin(\vartheta + \rho)}{\epsilon}$, $\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\rho - \alpha) \sin \omega}{\sin(\vartheta + \alpha) \sin \psi}}$
 $\omega = \rho + \delta'$ und $\psi = \vartheta - \delta'$.

Die Richtung von E_0 ist immer parallel zur Erdoberfläche. Es muß aber beachtet werden, daß AE keine Gleitfläche, sondern nur eine Hilfsfläche zur Erleichterung der Rechnung ist.

Eine Schwierigkeit tritt bei der Bestimmung der Kippsicherheit auf. Fast allg. versteht man unter Sicherheitsgrad gegen Kippen das Verhältnis der Summe aller Momente der lotrechten Kräfte um den Kippunkt C zu der Summe aller Momente der wagerechten Kräfte um denselben Punkt:

$$n = \frac{\sum M_l}{\sum M_w} \dots \dots \dots 3)$$

Für wagerechtes Gelände ergibt sich (nach Abb. 2) also für n der Wert, falls man berücksichtigt, daß die Horizontalkomponente von E_l gleich E_0 und die Vertikalkomponente von E_l gleich dem Erdgewicht G_l ist, $n = \frac{G_l \cdot g_l + G_v \cdot g_v}{E_0 \cdot s}$

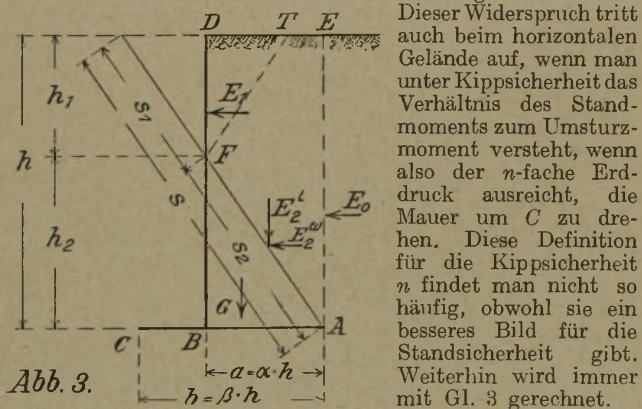
Rechnet man mit der Vereinfachung einer lotrechten Begrenzung AE , so ergibt sich derselbe Wert für n , da $G_l \cdot g_l + G_v \cdot g_v = G \cdot g$ ist, wo unter G das Gewicht des Gesamterdkörpers $ABDE$ und unter g dessen Hebelarm verstanden wird. Anders ist es beim geneigten Gelände. Zerlegt man den Erddruck E_l in seine Horizontalkomponente und Vertikalkomponente, desgleichen E_0 in E_0^h und E_0^v und berücksichtigt, daß die Horizontalkomponente von E_l gleich E_0^h , die Vertikalkomponente von $E_l = G_l + E_0^v$ ist,

$$\text{so ergibt sich } n = \frac{G_v \cdot g_v + G_l \cdot g_l + E_0^v \cdot g_l}{E_0^h \cdot s_1}$$

Rechnet man dagegen mit der lotrechten Begrenzung AE ,

$$\text{so ist } n = \frac{G_v \cdot g_v + G_l \cdot g_l + E_0^v \cdot b}{E_0^h \cdot s} \text{. Dies ist aber ein anderer}$$

Wert als der obige. Es ist also nicht möglich, die Kippsicherheit mittels der vereinfachten Rechnung zu bestimmen.



Dieser Widerspruch tritt auch beim horizontalen Gelände auf, wenn man unter Kippsicherheit das Verhältnis des Standmoments zum Umsturzmoment versteht, wenn also der n -fache Erddruck ausreicht, die Mauer um C zu drehen. Diese Definition für die Kippsicherheit n findet man nicht so häufig, obwohl sie ein besseres Bild für die Standsicherheit gibt. Weiterhin wird immer mit Gl. 3 gerechnet.

Fall die vordere Gleitfläche AX_1 , die Mauer anschneidet, muß man noch eine weitere Bedingung stellen, um mit der Theorie im unbegrenzten Erdkörper weiter arbeiten zu können. Es muß nämlich der Reibungswinkel δ'_1 zwischen Wand und Erde des Erddrucks E_1 gleich dem Neigungswinkel α des Geländes sein (s. Abb. 1). Das ist nun keine außergewöhnliche Bedingung, denn bei der ganzen Theorie vom Druck im unbegrenzten Erdreich ist der Reibungswinkel δ' eindeutig bestimmt. Es ist dies der große Nachteil dieser Theorie gegenüber der Coulomb'schen Theorie des Erddrucks, die die Größe des Winkels δ' dem freien Ermessen des Konstrukteurs überläßt. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es indessen nicht immer angebracht, den Stützmauerfuß sehr weit in das Erdreich hineinzuführen und auf den vorderen Teil BC gänzlich zu verzichten. Ein Anschneiden der Mauer durch die Gleitfläche läßt sich also nicht immer umgehen. Deshalb soll die Bestimmung der Standsicherheit der Winkelstützmauer für diesen Fall auch mittels der Coulomb'schen Erddrucktheorie durchgeführt werden.

Bei den folgenden Untersuchungen soll das Gewicht des Eisenbetons dem der Hinterfüllungserde gleichgesetzt werden. Dies ist zulässig, weil die Massen der Winkelstützmauern gering sind und das Gewicht des Eisenbetons und der Erde nicht allzusehr verschieden ist. Die in Abb. 1 stark ausgezogenen Linien ABC und BD geben die Abmessungen an, mit denen in Zukunft gerechnet werden soll. Der Fehler, der hierdurch entsteht, ist bei jedem Winkelquerschnitt je nach der Lage von BD und der Stärke der Mauer verschieden. Beim zweiten Rechnungsgang, wenn die Abmessungen der Mauer festliegen, kann dieser Fehler ausgeschaltet werden.

Für verschiedene rückwärtige Begrenzungen AX sollen nun jeweils die zugehörige Bodenpressung σ und die Kippsicherheit n bestimmt und diejenige unter dem Winkel ϑ

gegen die Horizontale geneigte Linie AX als die maßgebende Begrenzung der Mauer errichtet werden, die den größten Wert σ und den kleinsten Wert n ergibt²⁾. Der Reibungswinkel δ'_1 zwischen Wand und Erde soll $\delta'_1 = 0$ gesetzt werden. Die benutzten Bezeichnungen sind in Abb. 3 eingetragen worden. Die angreifenden Kräfte sind:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 \nu_1^2 \dots \dots \dots 4)$$

$$\left. \begin{aligned} E_2^w &= \frac{1}{2} \gamma' h^2 k_w - \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 k_w = \frac{1}{2} \gamma' k_w (h^2 - h_1^2) \\ E_2^l &= \frac{1}{2} \gamma' h^2 k_l - \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 k_l = \frac{1}{2} \gamma' k_l (h^2 - h_1^2) \end{aligned} \right\} 5)$$

$$G = \frac{1}{2} \gamma h_2 a h \dots \dots \dots 6)$$

Die Formel für E_1 erhält man aus der allgemeinen Erddruckformel 2, wenn man für $\alpha = 0$, $\vartheta = 90$ und $\delta' = 0$ setzt. Formel 5 ist ebenfalls eine Umformung von Formel 2 für $\alpha = 0$ und $\delta' = \rho$. Es bedeutet

$$k_w = \frac{1}{\sin^2 \vartheta} \nu^2 = \frac{1}{\sin^2 \vartheta} \frac{\sin^2 (\vartheta + \rho)}{\varepsilon^2};$$

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{\sin \rho \cdot \sin 2 \rho}{\sin \vartheta \cdot \sin (\vartheta - \rho)}}$$

$$k_l = k_w \cdot \cot \vartheta (\vartheta - \rho); \quad h_2 = \alpha \cdot h \cdot \text{tg} \vartheta; \quad h_1 = h (1 - \alpha \cdot \text{tg} \vartheta).$$

Ferner wird mit M_l das Moment aller lotrecht wirkenden Kräfte um C , und mit M_w das Moment aller wagerecht wirkenden Kräfte um denselben Punkt bezeichnet. N ist die resultierende Vertikalkraft aus E_2^l und G . Die Bodenpressung σ errechnet sich aus der Gleichung

$$\text{dann gilt die Gleichung } \sigma = \frac{2}{3} \frac{N}{x} \dots \dots \dots 7)$$

wenn x , der Abstand der Kraft N vom Kippunkt C der Mauer, kleiner als $\frac{b}{3} = \frac{\beta \cdot h}{3}$ ist. Der Abstand x ist aber

$$x = \frac{M_l - M_w}{N} \text{. Dieser Wert in Gleichung 7 eingesetzt ergibt:}$$

$$\sigma = \frac{2}{3} N : \left(\frac{M_l - M_w}{N} \right) = \frac{2}{3} \frac{N^2}{M_l - M_w} \dots \dots \dots 8)$$

Ist x größer als $\frac{b}{3}$, liegt also N innerhalb des Kerns,

$$\text{so ist } \sigma = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6 \varepsilon}{b} \right) \dots \dots \dots 9)$$

Setzt man für $b = \beta \cdot h$ und für die Exzentrizität

$$e = \frac{1}{2} \beta \cdot h - \frac{M_l - M_w}{N} \text{, so ist}$$

$$\sigma = \frac{4 N}{\beta \cdot h} - \frac{6 (M_l - M_w)}{\beta^2 h^2} \dots \dots \dots 10)$$

Die Sicherheit gegen Kippen ist nach Gleichung 3

$$n = \frac{M_l}{M_w} \dots \dots \dots 3)$$

Jetzt muß der Winkel ϑ so bestimmt werden, daß σ einen Größtwert und n einen Kleinstwert annimmt. Die Bedingung $\frac{d \sigma}{d \vartheta} = 0$ liefert für die Gleichung 8

$$2 (M_l - M_w) \frac{d N}{d \vartheta} - N \frac{d (M_l - M_w)}{d \vartheta} = 0$$

und für die Gleichung 10

$$\frac{d N}{d \vartheta} - \frac{3}{2 \beta h} \frac{d (M_l - M_w)}{d \vartheta} = 0$$

Aus der Bedingung $\frac{d n}{d \vartheta}$ für Gleichung 3 folgt

$$M_w \frac{d M_l}{d \vartheta} - M_l \frac{d M_w}{d \vartheta} = 0$$

Alle drei Gleichungen werden erfüllt, wenn

$$\frac{d N}{d \vartheta} = 0; \quad \frac{d M_l}{d \vartheta} = 0; \quad \frac{d M_w}{d \vartheta} = 0 \dots \dots \dots 11)$$

$$\text{Nun gilt } N = G + E_2^l = \frac{1}{2} \gamma \cdot \alpha \cdot h \cdot h_2 + \frac{1}{2} \gamma' h^2 \cdot k_l - \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 k_l$$

$$= \frac{1}{2} \gamma \cdot \alpha^2 \cdot h^2 \cdot \text{tg} \vartheta - \frac{1}{2} \gamma \cdot \alpha^2 \cdot h^2 \cdot \text{tg}^3 \vartheta \cdot k_l + \gamma \cdot \alpha \cdot h^2 \cdot \text{tg} \vartheta \cdot k_l + p \cdot \alpha \cdot h \cdot \text{tg} \vartheta \cdot k_l \dots \dots \dots 12)$$

Das Moment M_l ergibt sich zu

$$M_l = \frac{1}{2} \gamma \cdot \alpha^2 \cdot h^2 \cdot \text{tg} \vartheta \left(\beta - \frac{2}{3} \alpha \right) h + \frac{1}{2} \gamma' h^2 k_l \left(\beta - \frac{1}{3 \cdot \text{tg} \vartheta} \right) h$$

²⁾ Vergleiche Abhandlung von Prof. Ostenfeld, Beton und Eisen 1921

$$0 = 1 - 2 + 1 + \frac{2}{\alpha} \cotg \vartheta - \frac{2}{\alpha} \cotg \vartheta - \frac{2 p \cotg \vartheta}{\gamma h \alpha} + \frac{2 p \cotg \vartheta}{\gamma h \alpha} = 0 \dots\dots\dots 12 b)$$

$$0 = \left(\beta - \frac{2}{3} \alpha \right) \left(1 - 2 + 1 + \frac{2}{\alpha} \cotg \vartheta - \frac{2}{\alpha} \cotg \vartheta \right) \cos^2 \vartheta - \frac{1}{3 \sin \vartheta \cos \vartheta} + \frac{1}{3 \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} + \frac{2 p \beta}{\gamma h \alpha \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} - \frac{2 p}{\gamma h} \cdot \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{1}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} - \frac{2 p}{\gamma h} \frac{1}{2 \sin \vartheta \cos \vartheta} + \frac{2 p}{\gamma h} \frac{1}{2 \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} = 0 \dots\dots\dots 13 b)$$

Auch die dritte Gleichung 14 a ist erfüllt, da

$$\frac{d k_w}{d \vartheta} = 0 \text{ und } v_1^2 = k_w^2 \text{ ist.}$$

Die größte Bodenpressung und kleinste Kippsicherheit tritt also bei einem Neigungswinkel $\vartheta = 45^\circ + \frac{\rho}{2}$ auf, falls $\delta_1' = 0$ gesetzt wird. Es tritt in diesem Falle eine weitere Gleitfläche FT auf, die zum Erddruck E_1 gehört (s. Abb. 3). Es kann auch hier mit der gleichen Vereinfachung wie früher, mit einer senkrechten Hilfslinie AE gerechnet werden, jedoch nur unter der Bedingung, daß der Erddruck E_0 horizontal angesetzt wird. An einem Zahlenbeispiel soll gezeigt werden, wie stark sich die Bodenpressung σ und die Kippsicherheit n mit dem Neigungswinkel ϑ ändert. Die Abmessungen der Mauer sind zum besseren Vergleich wie in der Ostenfeld'schen Abhandlung gewählt worden, $a = \alpha \cdot h = 0,268 h$ und $b = \beta \cdot h = 0,368 h$. Der natürliche Böschungswinkel soll $\rho = 30^\circ$ und der Neigungswinkel des Geländes $\alpha = 0$ betragen. Es ergibt sich unter Benutzung der Erddruckformel 4 und 5:

Tabelle 1.

ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n
90°	1,67	2,09	60°	6,73	1,13
85°	2,00	1,74	55°	6,28	1,14
80°	2,49	1,50	50°	5,27	1,18
75°	3,29	1,33	45°	4,19	1,24
70°	4,58	1,21	40°	3,42	1,33
65°	6,05	1,15	35°	2,97	1,49

Für $\vartheta = 45^\circ + \frac{\rho}{2} = 60^\circ$ wird, wie oben allgemein bewiesen wurde, die Bodenpressung $\frac{\sigma}{\gamma h}$, also auch σ am größten und die Kippsicherheit n am kleinsten.

Dasselbe Beispiel mit einer Nutzlast $p = \frac{\gamma h}{20}$:

Tabelle 2.

ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n
90°	1,88	1,94	60°	27,52	1,03
85°	2,36	1,61	55°	20,64	1,04
80°	3,22	1,38	50°	12,07	1,07
75°	4,52	1,22	45°	7,34	1,13
70°	8,96	1,10	40°	5,08	1,22
65°	18,24	1,05	35°	3,86	1,36

Der Unterschied der Spannungen und der Kippsicherheit ist hier noch weit größer als im ersten Beispiel. Das kommt daher, weil die Resultierende aller Kräfte sehr nahe bei dem Kippunkt C liegt. Die ungünstigsten Werte liegen wieder bei $\vartheta = 45^\circ + \frac{\rho}{2} = 60^\circ$. Aus diesem Beispiel erkennt man jedoch gut, wie falsch es wäre, mit einem Winkel $\vartheta = 90^\circ$ zu rechnen, wie es vielfach bei Winkelstützmauern geschehen ist.

Um nun zu zeigen, wie weit der Reibungswinkel δ_1' Einfluß auf die Bodenpressung und die Kippsicherheit hat, sei hier das Beispiel mit einem Reibungswinkel $\delta_1' = \rho$, jedoch ohne Nutzlast, unter Benutzung der Erddruckformel 5 angegeben²⁾.

Tabelle 3.

ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n
90°	1,67	2,09	70°	3,87	1,27
85°	2,00	1,74	65°	3,75	1,28
80°	2,49	1,50	60°	3,43	1,34
75°	3,21	1,33			

²⁾ s. Ostenfeld, „Beton und Eisen“ 1921.

Die Werte für $\vartheta = 90^\circ$ bis 75° der Tabelle 3 und 1 stimmen überein, da bei diesen Neigungen die Mauer nicht angeschnitten wird, also E_1 und somit δ_1' noch gar nicht in Erscheinung tritt. Die größte Bodenpressung und kleinste Kippsicherheit tritt bei letzterem Beispiel nicht bei $\vartheta = 45^\circ + \frac{\rho}{2} = 60^\circ$, sondern bei $\vartheta = 70^\circ$ auf. Die ungünstigsten Werte σ und n differieren im Beispiel 1 und 3 aber wenig voneinander, wenn man dagegen den Einfluß des Winkels δ' bei dem Vollquerschnitt einer Stampfbetonstützmauer betrachtet. In einem von Müller-Breslau in seinem Werke „Erddruck auf Stützmauern“ durchgeführten Beispiel ist die Bodenpressung bei einer Stampfbetonstützmauer für $\delta' = 0$ 5,2 mal so groß wie für $\delta' = \frac{3}{4} \rho$.

Bei dem Zahlenbeispiel 3 ist nun bei der Berechnung des Erddrucks E_1 die Formel 5 angewendet worden. Diese ist aufgebaut unter der Voraussetzung einer ebenen Gleitfläche. Es ist aber für lotrechte Wände durch Versuche festgestellt worden, daß der Erddruck, den Formel 5 liefert, zu gering ist. In Wirklichkeit tritt eine gekrümmte Gleitfläche auf, die größere Werte liefert. Ein Verfahren von Müller-Breslau, daß angenähert mit den Versuchswerten und den Ergebnissen der Theorie des Erddrucks bei gekrümmten Gleitflächen übereinstimmt, ist Folgendes. Man bestimme die Größe des Erddrucks auf eine lotrechte Wand bei wagerechtem Gelände stets mittels der bei $\delta' = 0$ gültigen Formel 4

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma' h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

nehme den Erddruck E_1 aber nicht wagerecht, sondern unter dem Reibungswinkel δ_1' wirkend an. Beachtet man ferner noch, daß ein Reibungswinkel $\delta_1' = \rho$ bei einer Reibung von Erde auf Beton zu groß ist, so ergibt das obige Zahlenbeispiel mit $\delta' = \frac{\rho}{2}$ folgende Werte:

Tabelle 4.

ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	ϑ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n
90°	1,67	2,09	65°	5,58	1,18
85°	2,00	1,74	60°	5,58	1,17
80°	2,49	1,50	55°	5,16	1,20
75°	3,29	1,33	50°	4,39	1,25
70°	4,43	1,22			

Der Unterschied zwischen der größten Bodenpressung bzw. kleinsten Kippsicherheit in Tabelle 4 und 1 ist nicht sehr groß. Wie wenig Einfluß der Winkel δ' auf die Abmessung des Fußes hat, soll jetzt gezeigt werden. In Tabelle 4 wurde mit einem Reibungswinkel $\delta' = \frac{\rho}{2}$, einem Böschungswinkel $\rho = 30^\circ$ und den Abmessungen $\alpha = 0,268$ und $\beta = 0,368$ die maximale Bodenpressung $\sigma = 5,58 \gamma h$ gefunden. Es soll nun der Wert β bestimmt werden für einen Reibungswinkel $\delta' = 0$, bei sonst gleichen Werten. Nach Gleichung 8 ist:

$$\sigma = \frac{2}{3} \frac{N^2}{M_l - M_w} \text{ Hiermit bedeutet } N = G = \alpha h^2 \gamma = 0,268 \gamma h^2$$

$$M_w = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \frac{h}{3} = \frac{1}{6} \gamma h^3 \operatorname{tg}^2 30^\circ = 0,05554 h^3 \gamma$$

$$M_l = G \left(\beta - \frac{\alpha}{2} \right) h = 0,268 \left(\beta - 0,134 \right) \gamma h^3 \text{ und } \sigma = 5,58 \gamma h.$$

Nach Einsetzen dieser Werte in Gleichung 8 und Auflösung nach β ergibt sich $\beta = \frac{2}{3} \frac{0,268}{5,58} + \frac{0,05554}{0,268} + 0,134 = 0,3733$, d. h. gegenüber dem früheren Wert $\beta = 0,368$ eine Vergrößerung des Stützenfußes um etwa 1,4%. Viel mehr Einfluß hat der Böschungswinkel ρ . Ist $\rho = 35^\circ$, so ist

$$M_w = \frac{1}{6} \gamma h^3 \operatorname{tg}^2 27,5^\circ = 0,04516 \gamma h^3 \text{ und}$$

$$\beta = \frac{2}{3} \frac{0,268}{5,58} + \frac{0,04516}{0,268} + 0,134 = 0,3945.$$

Der Stützmauerfuß bei $\rho = 30^\circ$ ist also um etwa 11% größer als der bei einem Böschungswinkel $\rho = 35^\circ$. Beachtet man ferner, daß durch teilweise Nutzlast, beispielsweise Nutzlast nur rechts von dem Punkt X (s. Abb. 1), noch etwas höhere Bodenpressungen auftreten können, so wird es bei Winkelstützmauern immer ratsam sein, viel Sorgfalt auf den Böschungswinkel ρ , weniger auf den Reibungswinkel δ' zu legen.

Inhalt: Die Wiederherstellung der Kathedrale von Reims. — Die Konstruktion des Konzertsales im städt. Bürohaus zu Gelsenkirchen. — Die Standsicherheit der Winkelstützmauer. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisele in Berlin. Druck: W. Buxenstein, Berlin SW 48.