

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 69 (1951)
Heft: 11

Artikel: Grundsätzliches über Hammerfundamente
Autor: Hermann, C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-58827>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 20.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

im Sinne des Grundwasserrückganges abnehmenden Erntertrag (z. B. Heu 1934: 18 Mio t; 1936: 29 Mio t) widerlegt. Auch der im Jahre 1947 erreichte Tiefstand des Bodensees auf Pegelhöhe 2,42 m (Friedrichshafen) darf nicht als Beweis für den trotz erhöhtem Gletscherwasserabfluss verstärkten Verdunstungseinfluss angesehen werden. Die Seespiegelabsenkung vom Jahre 1947 ist auch deshalb nicht als einmalig und tendenziös zu bewerten, weil im Zeitraum 1882/1909 nicht weniger als vier Niedrigwasserstände zwischen den Koten 2,32 und 2,46 m beobachtet worden sind. Auf die Tatsache, dass der Wasserspiegel des Kaspischen Meeres (Oberfläche 439 000 km²) in den Jahren 1932 bis 1945 um fast 2 m gesunken ist, reagiert der Verfasser mit verschiedenen Erklärungen, die auf die dortigen Verhältnisse angewendet, für uns allerdings schwer überprüfbar sind. Er ist der Meinung, dass nicht die vermehrte Abholzung der Wälder im Einzugsgebiet der Zuflüsse am Ueberwiegen der Verdunstungsmenge über die Wasserzufuhr schuld sei, sondern die stark gestiegerte Bewirtschaftung des Kulturlandes. Durch diese soll die biologische Transpiration der Blätter der Pflanzen so zugenommen haben, dass im Mittel der 13 Jahre ein Ausfall von etwa 60 Mrd m³ Wasser entstehen konnte. Auch die wachsende Bevölkerungszahl und die gestiegerte Tierhaltung sollen am Wasserverlust mitbeteiligt sein. Eingehende Untersuchungen in der Schweiz¹⁾ haben ergeben, dass ein vegetationsloser Freilandboden ungefähr dreimal mehr Wasser an die Atmosphäre abgibt als der Boden in einem gut bestockten Plenterwald. Anderseits verbraucht die Vegetation eines Waldbestandes etwa 4½ mal mehr Wasser als der Weidlandboden und 2 bis 2½ mal mehr als der Pflanzenwuchs von Wiesen- und Ackerflächen. In unseren klimatischen Verhältnissen besteht zusammengefasst zwischen der Verdunstungsgröße der Waldbestände und denjenigen der landwirtschaftlich genutzten Bodenflächen kein wesentlicher Unterschied. Es ist deshalb nicht einzusehen, dass sich durch die Umstellung von Wald auf Ackerbau der Wasserverlust infolge Verdunstung entscheidend ändern soll. Der Waldboden hat jedoch wie kein anderer die Fähigkeit, Wasser zurückzuhalten. Er verzögert damit den Hochwasserabfluss nach starken Niederschlägen bedeutend und übt so einen ausgleichenden Einfluss auf den Wasseraushalt eines Flussgebietes aus.

¹⁾ Dr. Arnold Engler: Untersuchungen über den Einfluss des Waldes auf den Stand der Gewässer. Zürich 1919.

Grundsätzliches über Hammerfundamente

Von Dr. Ing. C. HERRMANN, Jugoslavien DK 624.159.11

A. Allgemeines

Bei der Berechnung und konstruktiven Durchbildung von Hammerfundamenten müssen wir drei grundsätzliche Forderungen beachten: 1. die Baugrundbeanspruchung darf die zulässige Grenze nicht überschreiten; 2. der Schmiedewirkungsgrad soll möglichst hoch sein; 3. die Uebertragung von Erschütterungen in die Nachbarschaft darf keine nachteiligen Folgen haben.

Im Schrifttum finden wir zahlreiche Hinweise für den vorzunehmenden Rechnungsgang. Trotzdem dürfte es von Nutzen sein, wenn wir uns mit dieser Frage nochmals eingehender beschäftigen und zunächst einige allgemein bekannte Richtlinien näher betrachten:

1. Das Gewicht der Schabotte soll, wie in den meisten älteren Veröffentlichungen empfohlen wird, etwa das 15 bis 20fache (bei Steinboden das 30fache) des Bärgewichtes betragen. Fratzchner und Rausch [1], [3], [6] *) weisen jedoch im Gegensatz dazu hin, dass das Schabottegewicht ins Verhältnis zur kinetischen Energie des Hammerbären zu setzen ist. Zur Erläuterung sei ein Dampfhammer (ohne Oberdampf) mit 2000 kg Bärgewicht und 1,2 m Fallhöhe und ein Fallhammer mit ebenfalls 2000 kg Bärgewicht aber 2,3 m Fallhöhe herangezogen. Beim Dampfhammer beträgt die Energie des Hammerbären 2400 kgm, beim Fallhammer 4600 kgm. Noch krasser wird der Unterschied, wenn der vorerwähnte Dampfhammer mit Oberdampf betrieben wird. Bei einer Aufschlaggeschwindigkeit des Hammerbären von etwa 8 m/s erhalten wir 6500 kgm. Es ist einleuchtend, dass trotz gleichen Bärgewichtes für die Aufschlagenergien von 2400, 4600 und 6500 kgm nicht das selbe Schabottegewicht entsprechen kann.

*) Die Zahlen in eckigen Klammern beziehen sich auf den Literaturnachweis am Ende dieses Aufsatzes.

2. Die in unmittelbarer Nähe des Hammers befindlichen Gebäudefundamente sind bis auf die Tiefe des Hammerfundamentes herabzuführen. Diese Massnahme hat den Zweck, ein Einröhren des Baugrundes unter den Gebäudefundamenten durch die Erschütterungen der Hammeranlage zu vermeiden. Bei Nichteinhalten dieser Vorschrift ist ein ungleichmässiges Setzen des Gebäudes, verbunden mit Rissbildungen in den Wänden und Fundamenten, zu erwarten. Ergänzend hierzu teilt Rausch [3] mit, dass die Verbindungsline zwischen der Unterkante des Hammerfundamentes und der Unterkante des benachbarten Gebäudefundamentes bei mittlerem Boden nicht steiler als $\pm 1:3$ verlaufen soll (± 1 m Höhe auf 3 m Länge).

3. Zwischen Schabotte und Fundamentblock ist eine Eichenholzunterlage vorzusehen. Ueber die Zweckmässigkeit dieser Zwischenlage wurden rege Debatten geführt. Wir können wohl heute abschliessend feststellen, dass Holz der Fäulnisgefahr unterworfen ist und besser durch Eisenfilz (Hammerfilz) zu ersetzen ist. Voraussetzung ist eine sorgfältige Abdichtung gegen Wasser- und Oelzutritt. Der Filz muss schon bei Lieferung wasserabweisende Ränder aufweisen und ist so einzubetten, dass er seitlich nicht entweichen kann. Rausch schlägt die auf Bild 1 wiedergegebene Konstruktion vor [6]. Eisenfilz hat auch einen etwa 25 mal kleineren Elastizitätsmodul als Eichenholz quer zur Faser, so dass man mit geringeren Bauhöhen auskommt.

Legen wir auf einen besonders hohen Schmiedewirkungsgrad Wert, so verzichten wir auf die elastische Zwischenlage. Die Schabotte muss dann allerdings genügend schwer und mit einer genügend grossen Grundfläche ausgeführt werden, da sonst unzulässig hohe Betonpressungen auftreten, die zu Rissen im Fundamentblock und schliesslich zu dessen Zertrümmerung führen können.

4. Beachtenswert ist der Vorschlag (der auch in die Gewerbeordnung verschiedener Länder aufgenommen wurde), das Fundament durch eine mindestens 10 cm starke Luftschicht seitlich vom Erdboden zu trennen, um eine schall-dämpfende Wirkung zu erzielen.

B. Berechnung des grössten Bodendruckes

Wir bezeichnen entsprechend Bild 2 die Masse des stossenden Körpers (Hammerbär) mit m_1 (kg s²/m), seine Geschwindigkeit vor dem Stoss mit v_1 (m/s), die Masse des gestossenen, vor dem Stoss in Ruhe befindlichen Körpers (Schabotte) mit m_2 , seine Geschwindigkeit nach dem Stoss mit v_2 . Die gemeinsame Geschwindigkeit beider Körper am Ende der ersten Stossperiode (grösste Annäherung beider Körper) mit u (m/s).

Wir nehmen an, dass beim Schmieden ein gerader zentraler Stoss erfolge. Diese Annahme wird erfüllt, wenn die zentrale Stosslinie durch den Schwerpunkt von Hammerbär, Gesenk, Schabotte und Fundament geht. Außerdem müssen die beim Schmieden auftretenden Drücke so über die Gesenkfläche verteilt sein, dass ihre Resultierende in der zentralen Stosslinie liegt.

Dann ist der Stossdruck N (kg) für den stossenden und den gestossenen Körper von gleicher Grösse, aber entgegengesetzter Richtung, und wir erhalten unter Anwendung des Impulssatzes

$$(1) - \int_0^{t_1} N dt = m_1 (u - v_1)$$

$$(2) \int_0^{t_1} N dt = m_2 u$$

Durch Addieren beider Gleichungen folgt

$$(3) u (m_1 + m_2) = m_1 v_1$$

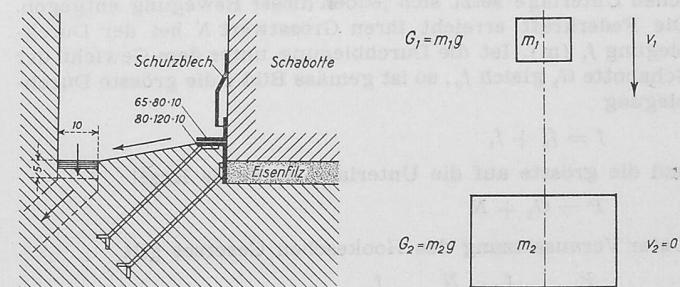


Bild 1 (nach Rausch [6])

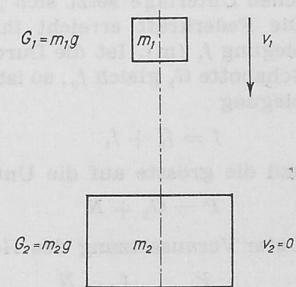


Bild 2

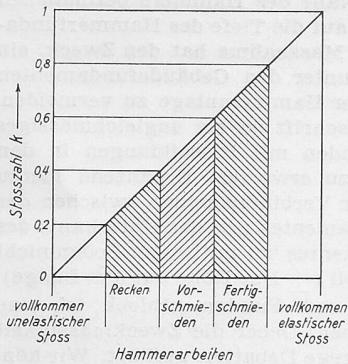
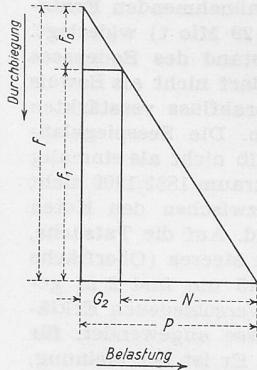


Bild 3 (links).
Grösse der Stosszahl k
nach Art der Hammerarbeit (nach [7])

Bild 4 (rechts)



und daraus die gemeinsame Geschwindigkeit u beider Körper am Ende der ersten Stossperiode

$$(4) \quad u = \frac{m_1 v_1}{m_1 + m_2}$$

Das Verhalten der Körper nach Ablauf der ersten Stossperiode ist vornehmlich von ihrem Elastizitätsgrad abhängig. Sind beide Körper vollkommen unelastisch, so ist der Stoss bereits mit dem Ablauf der ersten Stossperiode beendet und beide Körper werden sich mit ihrer gemeinsamen Geschwindigkeit u fortbewegen. Ist der Elastizitätsgrad von Null verschieden, so ist der Stossdruck auch in der zweiten Stossperiode noch vorhanden. Er bewirkt eine Entfernung der Schwerpunkte beider Körper. Bei vollkommen elastischem Verhalten wäre der Stossdruck in der zweiten Stossperiode gleich dem der ersten.

Wir schreiben allgemein

$$(5) \quad \int_{t_1}^{t_2} N dt = k \int_0^{t_1} N dt$$

Für den Impuls in der zweiten Stossperiode (linke Seite der Gl. (5)) gilt entsprechend Gleichung (1) und (2)

$$\begin{aligned} - \int_{t_1}^{t_2} N dt &= m_1 (v_1' - u) \\ \int_{t_1}^{t_2} N dt &= m_2 (v_2' - u) \end{aligned}$$

so dass wir für die Stosszahl

$$k = \frac{\int_{t_1}^{t_2} N dt}{\int_0^{t_1} N dt}$$

den Wert

$$(6) \quad k = \frac{u - v_1'}{v_1 - u} = \frac{v_2' - u}{u}$$

erhalten. Für den vollkommen unelastischen Stoss ist $k = 0$, für den vollkommen elastischen Stoss ist $k = 1$ zu setzen. Die Grösse der Stosszahl k entnehmen wir Bild 3 (nach [7]). Aus Gleichung (6) folgt weiter $v_2' = u(1 + k)$ und nach Einsetzen von u aus Gleichung (4) erhalten wir für die Geschwindigkeit des gestossenen Körpers nach dem Stoss

$$(7) \quad v_2' = v_1 (1 + k) \frac{m_1}{m_1 + m_2}$$

Wenn nun die Masse m_2 , in unserem Falle die Schabotte, frei beweglich wäre, so würde sie sich mit der Geschwindigkeit v_2' fortbewegen. Die wachsende Federkraft der elastischen Unterlage setzt sich jedoch dieser Bewegung entgegen. Die Federkraft erreicht ihren Grösstwert N bei der Durchbiegung f_1 (m). Ist die Durchbiegung unter dem Gewicht der Schabotte G_2 gleich f_0 , so ist gemäss Bild 4 die grösste Durchbiegung

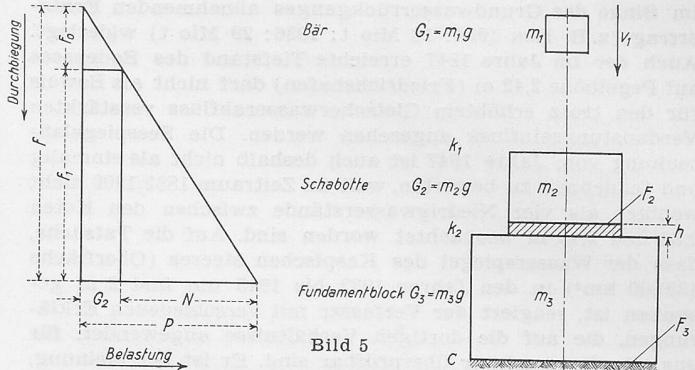
$$f = f_0 + f_1$$

und die grösste auf die Unterlage wirkende Kraft

$$P = G_2 + N$$

Unter Voraussetzung des Hookeschen Gesetzes gilt

$$\frac{P}{G_2} = \frac{f}{f_0}; \quad \frac{N}{G_2} = \frac{f_1}{f_0}$$



Aus der Arbeitsgleichung

$$\frac{f_1 N}{2} = \frac{G_2 v_2'^2}{2 g}$$

folgt

$$f_1 = \frac{G_2 v_2'^2}{N g} = \frac{f_0 v_2'^2}{f_1 g}$$

$$f_1 = v_2' \sqrt{\frac{f_0}{g}} = \frac{f_0 v_2'}{\sqrt{f_0 g}}$$

$$f = f_0 + f_1 = f_0 \left(1 + \frac{v_2'}{\sqrt{f_0 g}} \right)$$

Da

$$P = G_2 \frac{f}{f_0}$$

ist, so erhalten wir

$$(8) \quad P = G_2 + G_2 \frac{v_2'}{\sqrt{f_0 g}}$$

Der erste Teil der rechten Seite dieser Gleichung stellt den Einfluss der ruhenden Last dar, der zweite Teil den Einfluss der Stosswirkung.

Der dynamische Faktor

$$(9) \quad \nu = \frac{v_2'}{\sqrt{f_0 g}}$$

gibt an, um wieviel mal grösser die dynamische als die statische Kraft ist. Berücksichtigen wir die Festigkeitsverminderung infolge Wechselbeanspruchung durch den Ermüdungsfaktor μ , so erhalten wir die «statische Ersatzkraft»

$$(10) \quad P = G_2 (1 + \nu \mu)$$

Wir wollen nun die Beanspruchung einer Hammerfundamentierung an Hand von Bild 5 überprüfen. Gegeben sei: das Gewicht des Hammerbären einschliesslich

Obergesenk G_1 1500 kg

die Aufschlaggeschwindigkeit des Hammer-

bären v_1 6,0 m/s

das Gewicht der Schabotte G_2 30 000 kg

die Höhe der unter der Schabotte befindlichen

Eichenholzunterlage h 0,2 m

die Auflagefläche der Eichenholzunterlage F_2 4,0 m²

das Gewicht des Fundamentes G_3 150 000 kg

die Grundfläche des Fundamentes F_3 20 m²

die Bettungsziffer des Baugrundes C 25 kg/cm³

die Stosszahl zwischen Hammerbär und Scha-

botte k_1 0,6

die Stosszahl zwischen Schabotte und Funda-

ment (Eichenholzschwischenlage) k_2 0,5

Die Geschwindigkeit der Schabotte unmittelbar nach dem Stoss ermitteln wir aus Gleichung (7) zu

$$v_{G_2'} = \frac{6 \cdot 1,6 \cdot 1500}{1500 + 30000} \cong 0,46 \text{ m/s}$$

Die Zusammendrückung der Holzunterlage unter dem ruhenden Gewicht der Schabotte G_2 ist

$$(11) \quad f_0 = \frac{G_2 h}{F_2 E}$$

worin $E = 1 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$ den Elastizitätsmodul des Eichenholzes quer zur Faser bedeutet (Hütte I, 27. Aufl., S. 918). Somit wird

$$f_0 = \frac{30000 \cdot 20}{4,0 \cdot 10^4 \cdot 10^4} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm} = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Tabelle 1. Zahlenwerte für die zulässige Bodenpressung unter der Gründungssohle in kg/cm² (auszugsweise Wiedergabe aus DIN 1054 und DIN 1179)

	kg/cm ²
A. Angeschütteter, nicht künstlich verdichteter Boden.	
Je nach der Beschaffenheit und Dicke der Gründungsschicht sowie der Dichte und Gleichmässigkeit ihrer Lagerung	1
B. Gewachsener, offensichtlich unberührter Boden	
1. Schlamm, Torf, Moerde, im allgemeinen	0
2. Nichtbindige, festgelagerte Böden:	
a) Fein- und Mittelsand, bis 1 mm Korngrösse	2
b) Grobsand, Körnung 1 bis 3 mm	3
c) Kiessand mit mindestens ein Drittel Raumenteilen Kies und Kies mit 70 mm Korngrösse	4
3. Bindige Böden (Lehm, Ton, Mergel):	
a) breiig	0
b) weich (leicht knetbar)	0,4
c) steif (schwer knetbar)	0,8
d) halbfest	1,5
e) hart	3,0
4. Fels mit geringer Klüftung in gesundem, unverwittertem Zustand und in günstiger Lagerung. Bei stärkerer Zerklüftung oder ungünstiger Lagerung sind die nachstehenden Werte um mehr als die Hälfte zu ermässigen:	
a) in geschlossener Schichtenfolge (Grauwacke, Sandstein, Kalkstein, Marmor, Mergelstein, Dolomit, kristalliner Schiefer, Schieferton von geringer Festigkeit)	10
b) in fester Beschaffenheit (über 50 kg/cm ² Druckfestigkeit)	15
c) in massiger oder säuliger Ausbildung (Granit, Syenit, Diorit, Porphyr, Basalt, Andesit, Gneis)	30

Aus Gleichung (9) folgt der dynamische Faktor ν mit

$$\nu = \frac{0,46}{\sqrt{1,5 \cdot 10^{-5} \cdot 9,81}} \cong 38$$

Den Ermüdungsfaktor haben wir nach Rausch bei dauernd wirkenden dynamischen Kräften mit $\mu = 3$ zu wählen. Wir erhalten dann die grösste, auf die Unterlage und Betonoberfläche wirkende statische Ersatzkraft nach Gleichung (10)

$$P = 30000 \cdot (1 + 3 \cdot 38) \cong 3450 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

und die vorherrschende Beanspruchung

$$\sigma = \frac{3450 \cdot 10^3}{4,0 \cdot 10^4} \cong 86,5 \text{ kg/cm}^2$$

Die höchste zulässige Druckbeanspruchung des Eichenholzes quer zur Faser beträgt jedoch nur 60 kg/cm², die des Betons bei Teilbeanspruchung 120 kg/cm².

Würde im gegebenen Beispiel statt der 20 cm starken Holzzwischenlage eine 3 cm starke Eisenfilzlage gewählt werden, so wäre

$$f_0 = \frac{30000 \cdot 3}{4 \cdot 10^4 \cdot 400} \cong 5,62 \cdot 10^{-3} \text{ cm} = 5,62 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

(Elastizitätsmodul für Hammerfilz $E = 400 \text{ kg/cm}^2$)

$$\nu = \frac{0,46}{\sqrt{5,62 \cdot 10^{-5} \cdot 9,81}} \cong 19,6$$

$$\sigma = \frac{30000 \cdot (1 + 19,6 \cdot 3)}{4 \cdot 10^4} \cong 45 \text{ kg/cm}^2$$

Demnach wäre die Beanspruchung beinahe auf die Hälfte reduziert worden.

Um den grössten Bodendruck zu erhalten, berechnen wir die Geschwindigkeit des Fundamentblockes unmittelbar nach dem Stosse (mit $k_2 = 0,5$)

$$v_{G_s} = \frac{0,46 \cdot 1,5 \cdot 30000}{30000 + 150000} \cong 0,115 \text{ m/s}$$

die Senkung des Bodens unter der ruhenden Last

$$f_0 = \frac{150000}{20 \cdot 10^4 \cdot 25} \cong 0,03 \text{ cm} = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

den dynamischen Faktor

$$\nu = \frac{0,115}{\sqrt{3 \cdot 10^{-4} \cdot 9,81}} \cong 2,12$$

Tabelle 2. Richtwerte für die Bettungsziffer C in kg/cm³ [3]

Bodenart	Ruhende Bodenpressung kg/cm ²	Bettungs- ziffer C kg/cm ³	
		4 bis 6,5	7
Feinsand, tonig	0,27	4 bis 6,5	
	0,54	7	
	1,08	14,5 bis 16	
Mittelsand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten	0,27	5 bis 8,5	
	0,54	8 bis 10,5	
	1,08	11,5 bis 18,5	
Mittelsand-Feinsand, tonig	0,27	5,5 bis 7,5	
	0,54	11 bis 11,5	
	1,08	17,5 bis 20	
Tertiärer Ton, feucht	0,27	5,5	
	0,54	9	
	1,08	14	
Mergel	0,25	6	
	0,5	9	
	1,0	15	
Mergel, mit der Hacke zu bearbeiten	0,3	6,5	
	0,6	14	
	1,1	26	
Geschiebemergel, feucht	0,27	7,5	
	0,54	12,5	
	1,08	15,5	
Mittel- bis Grobsand vor der Verdichtung	0,27	8	
	0,54	14	
	0,8	20,5	
	1,0	24	
	1,2	28	
Mittel- bis Grobsand nach der Verdichtung	0,27	13	
	0,54	18	
	0,8	23	
	1,0	25,5	
	1,2	30	
Trockener, lehmiger Kies, mit Hacke zu bearbeiten	0,27	9	
	0,54	16	
	1,18	26	
Sandige und kiesige Schichten	0,27	9	
	0,54	14	
	1,08	24	
Mittelsand	0,5	9	
	0,8	10	
	1,0	12	
Kies	0,27	9,5	
	0,54	13,0	
	1,08	25,0	
Mittelsand	0,5	10	
	0,8	13	
	1,0	15	
Tertiärer Ton, trocken	0,27	10,5	
	0,54	15,0	
	1,08	23,0	
Kies mit Eisensteinbändern	0,3	10 bis 11	
	0,6	14 bis 15,5	
	1,1	19 bis 27	
Geschiebemergel, trocken	0,27	11	
	0,54	15,5	
	1,08	20	
Grober Sand, locker gelagert	0,9	11	
	1,0	40	
Lehmiger Kies	1,0	40	

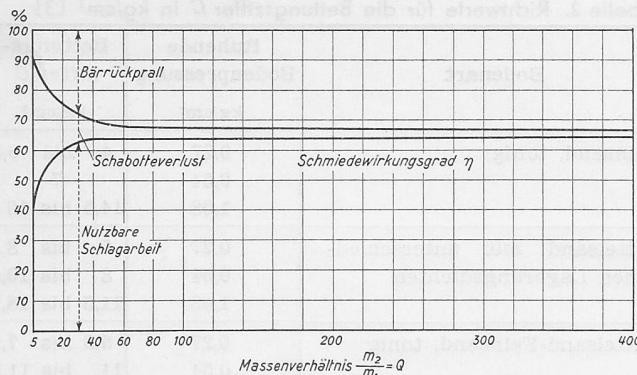


Bild 6. Nutzbare Schlagarbeit und Energieverluste in Abhängigkeit vom Massenverhältnis Q bei $k = 0,6$ (nach [7])

die statische Ersatzkraft ($\mu = 3$)

$$P = 150\,000 + 30\,000 + 150\,000 \cdot 2,12 \cdot 3 = 1090 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

und schliesslich die maximale Bodenbeanspruchung

$$\sigma = \frac{1090 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^4} = 5,45 \text{ kg/cm}^2$$

Wir haben bei vorstehenden Rechnungen den Stossvorgang in zwei Teile zerlegt; nämlich: 1. in den Stoss des Hammerbären auf die Schabotte und 2. in den Stoss der Schabotte über die Holzzwischenlage auf das Fundament. Dieses einfache Verfahren ist in Hinblick auf die ausserordentlich kurzen Stosszeiten genügend genau. In Tabelle 1 sind die für die Berechnung notwendigen Richtwerte für die zulässige Belastung des Baugrundes, in Tabelle 2 Anhaltswerte für die Bettungsziffer C enthalten.

C. Berechnung des Schmiedewirkungsgrades

Die kinetische Energie des Hammerbären wird nur zu einem Teil in Nutzenergie umgewandelt. Bezeichnen wir die Energie des Hammerbären mit E_1 , die Energie des Bärrückpralles mit E_1' , die Bewegungsenergie der Schabotte mit E_2' , so definieren wir den Schmiedewirkungsgrad mit

$$(12) \quad \eta = \frac{E_1 - (E_1' + E_2')}{E_1} \cdot 100 \text{ (%)}$$

Die Bärrückprallenergie ist

$$(13) \quad E_1' = \frac{1}{2} m_1 v_1'^2 \text{ (mkg)}$$

wo v_1' die Geschwindigkeit des Hammerbären nach dem Stoss bedeutet. Für die Bewegungsenergie der Schabotte gilt

$$(14) \quad E_2' = \frac{1}{2} m_2 v_2'^2 \text{ (mkg)}$$

Die Geschwindigkeiten v_1' und v_2' ergeben sich zu

$$(15) \quad v_1' = v_1 (1 + k) \frac{m_1}{m_1 + m_2} - k v_1 \text{ (m/s)}$$

und

$$(16) \quad v_2' = v_1 (1 + k) \frac{m_1}{m_1 + m_2} \text{ (m/s)}$$

Bezeichnen wir nun das Massenverhältnis $m_2/m_1 = Q$, so erhalten wir für den Schmiedewirkungsgrad den Ausdruck

$$(17) \quad \eta = \left[1 - \frac{(1 - Qk)^2 + Q(1 + k)^2}{(1 + Q)^2} \right] \cdot 100 \text{ (%)}$$

Bild 6 zeigt die einzelnen Energieanteile gemäss den Gleichungen (12) und (17) für die Stosszahl $k = 0,6$ (nach [7]). Wir erkennen, dass eine Steigerung des Massenverhältnisses über 20 hinaus keine wesentliche Erhöhung des Schmiedewirkungsgrades zur Folge hat. Dagegen gibt eine schwerere Schabotte (also ein grösseres Q) bei der Berechnung des grössten Bodendruckes günstigere Werte, wie wir aus Gleichung (7) u. f. ersehen können.

Wird die Schabotte mit dem Fundamentblock direkt — ohne elastische Zwischenlage — verbunden, so haben wir für m_2 die Masse der Schabotte und des Fundamentblocks einzusetzen.

Auch der hier vorgenommene Rechnungsgang ist nur angenähert, indem dabei der Einfluss der elastischen Lagerung der Schabotte unberücksichtigt bleibt. Die kurzen Stosszeiten ergeben jedoch fast vollkommen ballistische Wirkung, d. h. die Schabotte bleibt während des Stosses in Ruhe und

wird erst nach dem Stoss in Schwingungen geraten, so dass wir für unsere Zwecke genügend genaue Resultate erhalten.

D. Erschütterungsschutz

Die so wichtige Frage des Erschütterungsschutzes tritt immer dann auf, wenn besondere Vorkehrungen gegen eine Erschütterungsübertragung getroffen werden müssen; z. B. wenn Wohngebäude, mechanische Werkstätten oder andere erschütterungsempfindliche Anlagen in der Nähe von Hammeranlagen liegen. Wir können diesen Problemkomplex hier nur streifen, da ein tieferes Eindringen zu weit führen würde. Wer sich hierfür näher interessiert, wird im Literaturnachweis genügend Unterlagen für eine Auswertung finden.

Durch die Hammerschläge werden der Baugrund und mit ihm auch Gebäudeteile angeregt, in ihren Eigenfrequenzen zu schwingen. Grundsätzlich sei festgestellt, dass sich bei festen Gründungen ein Mitschwingen nicht vermeiden lässt. Wir können jedoch durch richtiges Dimensionieren die Erschütterungen so weit abdämmen, dass in den meisten Fällen Schädigungen vermieden werden.

Erschütterungsfrei arbeitet nur ein auf Stahlfedern gelagertes Hammerfundament. Wir müssen jedoch bei dieser Gründungsart Schwierigkeiten und Unkosten in Kauf nehmen: der Fundamentblock wird bedeutend grösser; der Flächenbedarf des Fundamentes steigt; Eckschläge rufen Kippmomente hervor, die sich für den ruhigen Stand des Hammers umso ungünstiger auswirken, je weiter das Fundament ausschwingt; Sonderkosten für den Einbau und die Erhaltung der Federn u. ähnl. Deshalb kann die Aufstellung federnd gelageter Hammerfundamente als Sonderfall angesehen werden; eingehende Untersuchungen der besonderen örtlichen Verhältnisse müssen über die Zweckmässigkeit entscheiden.

Die Voraussetzungen für eine einwandfreie Gründung können wir wie folgt zusammenfassen [2], [7]:

1. Die Eigenschwingungszahl des Fundamentes n_g darf mit der Eigenschwingungszahl des Erdreiches n_B nicht zusammenfallen. Es soll $n_g/n_B < 1$ sein.

2. Die dynamische Bodenbelastung darf nur einen Bruchteil (höchstens 50 %) der statischen Last betragen. Diese Forderung hält zwar einer strengen Kritik nicht stand [3], gibt jedoch einen immerhin genügend genauen Anhaltspunkt für einen wirksamen Erschütterungsschutz.

3. Das Fundament darf erst nach Ablauf des Stossvorganges in Bewegung geraten und die durch den Stoss hervorgerufenen Schwingungen müssen so gedämpft werden, dass das Fundament vor dem nächsten Stoss bereits in Ruhe ist.

4. Die Gründungsfrequenz muss also wesentlich über der Schlagzahl des Hammers (z) liegen. Es wird verlangt, dass $n_B > n_g > z$ ist.

Je vollkommener es uns gelingt, die vorgenannten Forderungen zu erfüllen, umso mehr nähern wir uns einer erschütterungsfrei arbeitenden Hammeranlage.

Literaturnachweis:

- [1] Fratschner: Ueber die Anlage von Hammerfundamenten. Bauing. 1934, Heft 7/8.
- [2] Zeller: Grundsätze für die Gründung von Hammerfundamenten. Bauing. 1934, S. 402.
- [3] Rausch: Hammerfundamente. Bauing. 1936, S. 342.
- [4] Hartz: Gründung von Schmiedehämmern. Bautechnik 1937, S. 309.
- [5] Zeller: Dämpfung für die Erschütterungsdämmung bei Hammeranlagen. Zeitschrift VDI, 1941, S. 152.
- [6] Rausch: Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben. II. Band. Berlin 1943.
- [7] Haller: Gründung von schweren Schabotte-Gesenkschmiedehämmern. Stahl und Eisen, 1949, Heft 7.
- [8] Herrmann: Die Grundlagen der Berechnung von Hammerfundamenten. Teska Industrija, Beograd 1949, Heft 9.

Projekte für eine Siedlung für kinderreiche Familien in Zürich

DK 711.582.2(494.34)

Die Stiftung Wohnfürsorge für kinderreiche Familien in Zürich beauftragte sechs Architekturfirmen mit der Ausarbeitung von Ueberbauungsskizzen mit Haustypen für ihre Wohnsiedlung «In der Au» in Zürich-Schwamendingen. Jeder Projektverfasser wurde für das vollständige Projekt honoriert, so dass man nicht von einem Wettbewerb reden kann. Die Beurteilung der Projekte erfolgte durch Fachleute des Stiftungsrates unter Bezug von Stadtbaumeister A. H. Steiner. Unter den eingegangenen Arbeiten wurden zwei Pro-