

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 66 (1948)
Heft: 9

Artikel: Verstärkung der Klinkerhalle der Zementfabrik Teheran
Autor: Ruckstuhl, W.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-56677>

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: 14.01.2026

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



Bild 1. Klinkerhalle von Westen

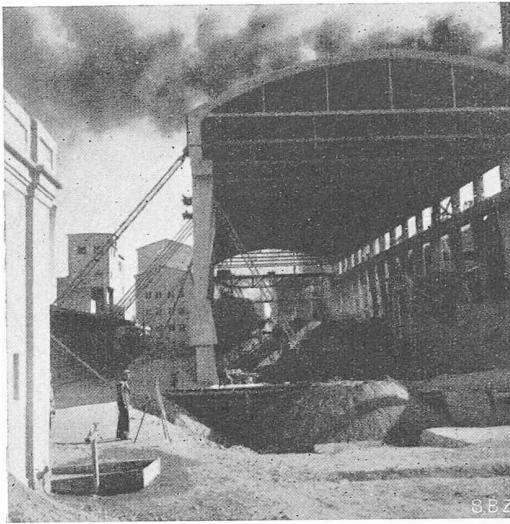


Bild 3. Vier eiserne Streben aussen, zwei innen

die Spannungen, nach den schweizerischen Normen berechnet, zu 2030 kg/cm^2 für das Eisen und 120 kg pro cm^2 für den Beton ohne Auflagerverschiebung; bei Berücksichtigung von $2 \times 10 = 20 \text{ cm}$

Auflagerverschiebung, wobei mit $E_b = 200 \text{ t/cm}^2$ und $n = 10$ gerechnet wurde, 5000 bzw. 230 kg pro cm^2 . Die ursprüngliche Berechnung hatte Spannungen unter 1200 bzw. 50 kg/cm^2 ausgewiesen. Man hatte vergessen, den Einfluss des Windes auf Kranbahenträger und Dachrandbalken in Rechnung zu setzen, hatte die Kranlasten zu günstig als zwei symmetrische Lasten eingeführt, Stoss- und Bremskräfte des Krans vernachlässigt, gewisse we-

Verstärkung der Klinkerhalle der Zementfabrik Teheran

Von Dipl. Ing. W. RÜCKSTUHL, Horgen (Zürich)

10 km südlich von Teheran befindet sich die einzige Zementfabrik Irans. Sie ist mit zwei Drehöfen für zusammen 300 t Tagesleistung ausgerüstet. Inmitten der andern Fabrikgebäude steht die Klinkerhalle, eine vor etwas mehr als zehn Jahren von einer europäischen Firma erstellte Eisenbetonkonstruktion (Bild 1). Sie ist 88 m lang, $23,5 \text{ m}$ breit und $22,6 \text{ m}$ hoch. Durch Dilatationsfugen ist sie in drei ungefähr gleich lange Gebäudeteile unterteilt, den West-, Mittel- und Ostbau. Bei den Fugen liegen $3,5 \text{ m}$ lange Elemente des Daches und der Kranbahenträger ohne Führung auf Konsolen der Dachbalken bzw. der Kranbahenträger auf (vgl. Bild 4). Die Hallenbinder stehen in Abständen von $5,6 \text{ m}$ auf 8 m hohen Stützmauern, zwischen die der Klinker geschrückt wird. Vor der Verstärkung waren die Binder Zweigelenkrahmen mit Zugband, also äußerlich und innerlich je einfach statisch unbestimmt. Die durch gekreuzte Eisen gebildeten Gelenke befinden sich bei den normalen Bindern auf Höhe der Mauerkrone. Die Halle sieht leicht aus; insbesondere fallen die schwachen Rahmenecken der Binder und die ungenügende Längsstiefigkeit der Halle auf.

Allmählich zeigten sich bedeutende Mängel: Bei den Dilatationsfugen der Stützmauern verdrehten sich die Mauerteile gegenseitig; die Kranschienen wurden krumm beim Übergang vom West- zum Mittelbau; an den Randbalken und Dachbalken zeigten sich an der gleichen Stelle deutliche Ver-

schiebungen (Bild 2), sodass die 15 cm breiten Dachbalken nur noch mit halber Breite auf den Konsolen aufruhen, und auf Höhe der Mauerkrone konnte man einen deutlichen Knick in der Fassade feststellen, besonders in der Nordwestecke des Baues (Bild 1). In den meisten Feldern der Randbalken zeigten sich weite Risse, fast alle Bogen waren ungefähr in der Mitte gerissen, und bei vielen Stiegen des West-

Bild 2. Randbalken, $\frac{1}{2}$ der Verschiebung bereits behoben

und des Mittelbaus klafften Risse auf der Innenseite, direkt über den Kranbahenträgern. Messungen ergaben, dass sich die Mauerkrone im Westbau nahezu um je 10 cm nach aussen verschoben hatten. Im Mittelbau betrug diese Verschiebung nur wenige cm und im Ostbau war sie nicht feststellbar. Der Westbau hatte sich um etwa 4 cm gesenkt und sein Dach war um 7 bis 8 cm nach Süden verschoben, d. h. er stand schon recht schief.

Die genaue Nachrechnung des Binders zeigte, auch ohne Berücksichtigung der Auflagerverschiebung, eine viel zu starke Beanspruchung der Rahmenecken. Im Stielquerschnitt direkt über dem Kranbahenträger, wo der Betonquerschnitt $40 \times 50 \text{ cm}$ nur mit je $3 \varnothing 20$ innen und aussen bewehrt ist, ergaben sich

wentliche Exzentrizitäten falsch oder nicht berücksichtigt und sonderbarerweise Kranlasten und Eigengewicht des Baues nicht voneinander getrennt behandelt. Die Halle war also von Anfang an zu schwach dimensioniert, besonders war überall in unzulässiger Weise an Eisen gespart worden. Infolge der Auflagerverschiebungen aber wurde der Zustand des Baues wirklich gefährlich.

Die Ableitung der in Richtung der Gebäudeaxe wirkenden Horizontalkräfte (Wind, Bremskräfte des Krans, Reibung der eingehängten Elemente bei den Dilatationen) war in der ursprünglichen Berechnung nicht untersucht und auch konstruktiv in keiner Weise berücksichtigt worden. Es wundert daher nicht, dass die Dachrandbalken, die schon für Eigengewicht viel zu schwach armiert waren, kräftige Risse aufwiesen. Die Fundamente der Stützmauern haben horizontale Sohle, sind $5,7 \text{ m}$ breit und springen nur einen Meter nach aussen über die Fassaden vor. Die Originalberechnung wies Bodenpressungen aus von $3,0 \text{ kg/cm}^2$ aussen und $0,3$ innen. Diese sind unzulässig für den vorhandenen Baugrund, der aus wechselnden Schichten von sandigem Kies und lehmigem Sand besteht. Eine genauere Erfassung der Verhältnisse ergab jedoch Bodenpressungen von $3,7$ bzw. $0,5 \text{ kg/cm}^2$, womit die Kippbewegung der Mauern genügend erklärt ist. Dass die Bewegung im Mittel- und Ostbau geringer war, ergibt sich aus dem Umstand, dass sich dort grosse Gruben für die Zuführung des Klinkers aus den beiden Drehöfen befinden, sodass in diesen Gebäudeteilen der Klinker bei weitem nie so hoch angeschüttet werden kann wie im Westbau. Ein Aufrichten der Stützmauern, ein Unterfangen mit Fundamentverbreiterung nach aussen, oder das Anbringen von Zugbändern in der Halle kamen nicht in Frage.

Der mit den Verstärkungsarbeiten betraute Verfasser entschloss sich daher zu einer ungewohnt radikalen Lösung mit Bezug auf die Verbesserung der Verhältnisse in den Bindern. Die in unserm Falle peinliche äussere statische Unbestimmtheit sollte zum Verschwinden gebracht werden. Der Einbau eines neuen Gelenkes in einen der beiden Binderstiele hätte dieses Ziel erreicht, jedoch war dieser Weg nicht gangbar. Beide Stiele mussten also ihr zweites Gelenk erhalten, d. h. in Pendelstützen verwandelt werden. Damit entstand ein Rahmen mit kurzen Stiegen auf zwei Pendelstützen, also eine unstabile Konstruktion. Querverbände oder Windrahmen zur Ableitung der Horizontalkräfte kamen nicht in Frage. Die Stabilität wurde vielmehr erreicht durch sechs eiserne Streben, je zwei pro Gebäudeteil, und unter Zuhilfenahme der Dachsteifigkeit in Richtung der Platte. Auf der Nordseite war der für die Streben nötige Platz vorhanden. Da diese leicht gehalten wurden und sich die Halle inmitten der Fabrikgebäude befindet, war vom ästhetischen Standpunkt aus nicht viel einzuwenden. Die Durchrechnung des neuen Binders ergab, von Zugband und Fussgelenken abgesehen, maximale Spannungen von 430 kg/cm^2 für das Eisen

Bild 2. Randbalken, $\frac{1}{2}$ der Verschiebung bereits behoben

und 50 kg/cm^2 für den Beton. Die in besondern Fundamenten einbetonierte vier Rundeisenanker pro Strebefuss endeten in 1"-Gewinden, die erlauben sollten, die zwei westlichen Strebefüsse schief nach unten und damit den Westbau in seine ursprüngliche Lage zu ziehen.

Zu Beginn der *Ausfiihung* wurden die schwachen Stiele zwischen Kranbahnräger und Dachrandbalken mit ringarmiertem Eisenbeton ummantelt. Hierauf wurden im West- und Mittelbau je zwei eiserne Streben montiert. Die beiden für den Ostbau bestimmten wurden provisorisch im Innern des Westbaues

aufgestellt (Bilder 3 und 4); dies geschah aus Sicherheitsgründen und um ein weiteres Mittel für das Aufrichten des Westbaues zu erhalten. Sodann wurden zunächst die infolge der erheblichen Verschiebungen stark klemmenden, vorhandenen Gelenke an den Binderfüßen durch Ausspitzen gelöst, insbesondere die beiden Gelenke über dem Kohlenbunker, den Bild 9 zeigt. Dieser befindet sich an der Südmauer des Westbaues, direkt vor der Fuge zum Mittelbau. Die Fußgelenke der Binder liegen hier 3 m höher als bei den normalen Bindern. Der Hebelarm für die Kippbewegung der Mauer war da also länger und der Rahmen steifer, worin die Ursachen der Schrägstellung des Westbaues zu suchen sind.

Nach dem Ausspitzen der unvollständigen Fußgelenke wurden die neuen, eisernen Gelenke über der Kranbahn in die Stiele der beiden abnormalen Binder beim Kohlenbunker eingesetzt. Durch diese Massnahmen rückte das Dach des Westbaues ohne wesentliche Inanspruchnahme der eisernen Stützen um $1\frac{1}{2}$ cm gegen die ursprüngliche, vertikale Stellung zurück. Das Mittelgebäude machte diese Bewegung zum guten Teil mit. Nunmehr wurde das eingehängte Dachelement bei der Westfuge teilweise von seinen Sitzen auf den Dachbalkenkonsolen abgehoben, um die beim Aufrichten des Westbaues zu überwindende Reibung zu vermindern und um zu erzwingen, dass die gegenseitige Verschiebung in der gewünschten Fuge stattfinde. Zu diesem Zweck wurden zudem in diese Dachfuge schiefe Holzkeile eingetrieben, ähnlich den Keilen verdübelter Holzbalken. In zwei Stufen erhielten die übrigen vier Binder des Westbaues ihre Gelenke. Währenddessen wurden die Ankerschrauben an den Stützenfüßen des Westbaues täglich leicht nachgezogen, die innern, provisorischen Stützen hochgekettet und die schiefen Keile auf dem Dach nachgetrieben. Am 14. November 1946 waren die eisernen Gelenke der ersten beiden (anormalen) Binder frei, und bis zum 31. Dezember 1946 hatte der Westbau seine ursprüngliche, vertikale Stellung wieder erreicht. Die Bewegung des Daches betrug im Mittel rd. $1\frac{1}{2}$ mm pro 24 Stunden. Nun waren auch die Gelenke des Mittelbaus fertig. Die Streben

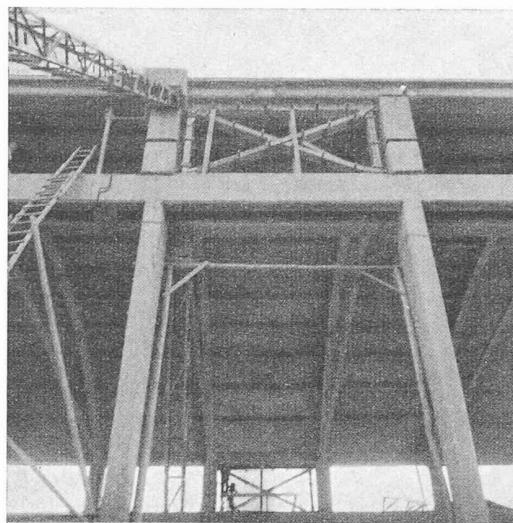


Bild 4. Fuge des Kranbahnrägers, eiserne Streben, oben verstärkte Stiele mit fertigen Gelenken

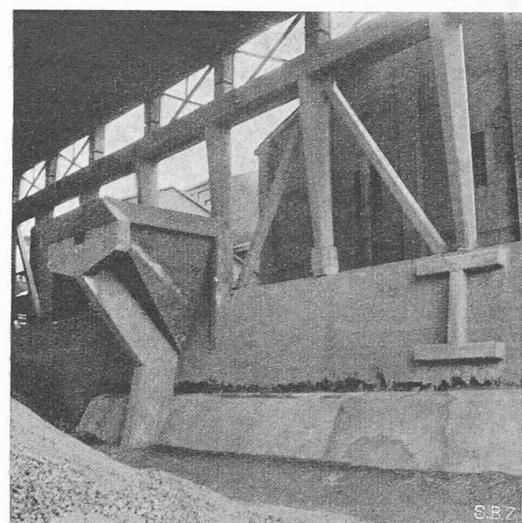


Bild 9. Neugestützter Kohlenbunker, Verbände, Fundamentverstärkung, örtliche Ausbesserungen

im Innern des Westbaues wurden demontiert und im Ostbau aufgestellt, die Keile auf dem Dach entfernt, das eingehängte Dachstück auf seine Auflager abgesetzt und die definitiven Stützen des Westbaues entlastet. Hierbei machte das Dach von West- und Mittelbau am 1. Tag eine rückläufige Bewegung um 6 mm, und bis zum 20. März 1947 ging der Westbau um weitere 6 mm zurück. Alle Gelenke waren jetzt fertig versetzt, und in spannungslosem Zustand der sechs Stützen wurden deren Fußplatten untergossen und die Schrauben definitiv angezogen.

Das Vorgehen beim Einbau der eisernen Gelenke geht aus den Bildern 5 bis 8 deutlich hervor. Zunächst wurde durch den alten Stiel 40×50 cm ein 25 cm breites und 20 cm hohes Loch ausgespitzt (Bild 5). Der halbe Betonquerschnitt des ursprünglichen Stiels und die ganze Armierung blieben erhalten. Dann wurde das eiserne Gelenk versetzt und Rund-eisenhaken in an die Gelenkplatten geschweißte Muttern eingedreht (Bild 6). Diese Haken wurden in die Armierung der Betonummantlung hineingekrümmmt und die Aussparungen der Ummantelung ausbetoniert, mit Ausnahme einer Öffnung auf Gelenkhöhe (Bild 7). Nunmehr wurden der Ummantelungsbeton und der verbleibende Beton des alten Stiels auf Gelenkhöhe abgespitzt und die neuen und alten Rundeisen durchgesägt und das Gelenk verputzt (Bild 8). Der Einbau der Gelenke, sowie das Aufrichten des Westbaues gingen ohne jeden spürbaren Schlag vor sich, und es wurde keinerlei Rissbildung oder anderweitige Beschädigung wahrgenommen.

Zur Ableitung der parallel zur Gebäudeaxe wirkenden Horizontalkräfte wurden zwischen Dachrandbalken und Kranbahnräger leichte Eisenbetonkreuze (Bild 4) und zwischen Kranbahnräger und Mauerkrone Diagonalen eingebaut (Bild 9). Die Kreuze haben auch die gerissenen, zu schwach armierten Randbalken zu stützen, die Diagonalen wirken nur auf Druck und erhielten eine Vorrichtung zum Ausschalten der Schwindwirkung.

Da man festgestellt hatte, dass die Kippbewegung der Stützmauern im Westbau auch in den letzten Jahren nicht

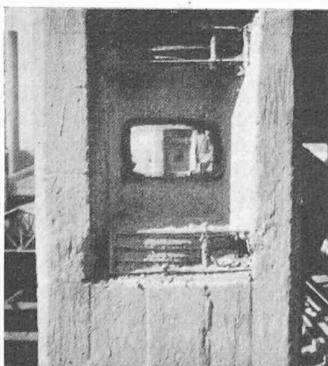


Bild 5. Gelenkköpfung

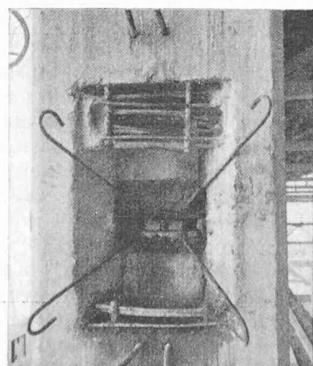


Bild 6. Versetztes Gelenk



Bild 7. Aussparung zugegossen

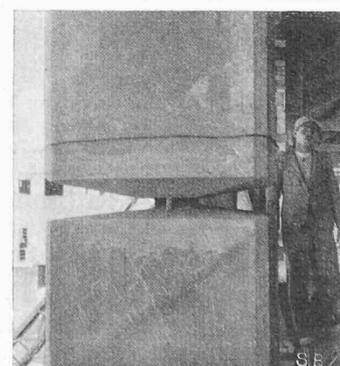


Bild 8. Fertiges Gelenk

zum Stillstand gekommen war, wurde, um dieser Bewegung entgegenzuwirken, auf der Innenseite eine nicht auf dem Baugrund aufliegende, 1,3 m lange Konsole über das alte Fundament hinaus vorgebaut. Sie konnte nicht im allgemeinen Fundament verankert werden, sondern wurde verbunden mit einem Stück Mauer, das auf der Innenseite der bestehenden Stützmauer anliegt und der Konsole das Gleichgewicht hält (Bild 9). Für diese Lösung ergeben sich Bodenpressungen von 2,7 kg/cm² aussen und 2,4 innen. Ein weiteres Kippen

dürfte somit nicht mehr stattfinden. Dagegen ist eine künftige, geringe, vertikale Setzung möglich, die ohne schwerwiegende Folgen sein wird.

Eine Anzahl weiterer Massnahmen, wie das Ersetzen der stark beschädigten Stützen des Kohlenbunkers durch eine Konsole (Bild 9), lokale Ausbesserungen der Stützmauern und der Binderfüsse, eine Führung der eingehängten Dachelemente, das Ausrichten der Kranschienen usw., bieten kein besonderes Interesse.

Die Beziehungen der statischen und dynamischen Festigkeitswerte

Von Dr. sc. techn. H. BRANDENBERGER, Privatdozent an der E.T.H., Zürich

Nachdem die Bruchursache bei zähen Werkstoffen durch frühere Arbeiten [1], [2], [3]*) eindeutig festgestellt werden konnte, genügt die Kenntnis eines einzigen Versuchswertes des Materials, um für jeden Belastungsfall, sei er statisch oder dynamisch, die zulässige Materialbeanspruchung durch Rechnung angeben zu können.

Die durch die neu aufgestellte Elastizitätstheorie der Raum- und Gitterspannungen zwischen den einzelnen statischen und dynamischen Festigkeitswerten gefundenen Beziehungen sind für die einachsige Belastung in Bild 1 dargestellt. Darnach fallen die Wechselfestigkeit σ_w mit der Elastizitätsgrenze σ_e und die Ursprungsfestigkeit σ_u mit der Streckgrenze $\sigma_s = \sigma_f$ des Materials zusammen. Diese gegenseitigen Beziehungen ergeben sich zunächst aus der Erkenntnis, dass die eine der beiden natürlichen Widerstandskräfte, die Gitterspannung, eine maximal zulässige Größe σ_g' besitzt, die nicht überschritten werden kann. Der Körper entzieht sich einer Ueberschreitung dieser Materialkonstanten durch Fliessen. Wird dieser Wert, was das Vorzeichen anbelangt, nur in einem Richtungssinn erreicht, das heisst nur nach aussen oder nur nach innen, wobei das ein-, zwei- oder dreiachsig erfolgen kann, so tritt ein einseitiges Fliessen auf (erste Fliessgrenze). Dadurch wird der Körper im Innern verspannt. Ein volles Fliessen setzt erst ein, wenn durch die steigende RaumsSpannung in einer weiteren Achsrichtung die maximale Gitterspannung ebenfalls erreicht wird, jedoch in einem Sinn, der der ersten Fliessrichtung, dem Vorzeichen nach, entgegengesetzt ist (zweite Fliessgrenze).

Beim einachsigen Belastungsfall liegt die zweite Fliessgrenze σ_f um 54% höher als die erste Fliessgrenze σ_e . Für $m = 10/3$ ist

$$\sigma_f = \frac{2m}{m+1} \sigma_e = 1,54 \sigma_e$$

Bedeutungsvoll ist weiter die Erkenntnis, dass die maximal zulässige Gitterspannung σ_g' auch die Ursache der Ermüdungsfestigkeit darstellt. Beim Ueberschreiten des elastischen Bereiches $2\sigma_e$ oder der Fliessgrenze σ_f tritt ein Fliessen ein, das, falls die Lastrichtung wieder umgekehrt wird, ein Zurückfliessen im Material hervorruft. Während das Material beim vollen Fliessen eine Kaltverfestigung erleidet, bildet sich beim Durchlaufen einer sogenannten Hysteresisschleife keine solche Verfestigung aus, sondern das Material geht durch Dauer- oder Ermüdungsbruch zugrunde.

Wie sich mit Hilfe der Theorie der Raum- und Gitterspannungen zeigen lässt, sind $2\sigma_e$ und σ_f die Grenzbeanspruchungen für das Nichtüberschreiten der maximal zulässigen Gitterspannung; damit müssen diese Grenzen auch gleichzeitig diejenigen für eine nach Millionen zählende Beanspruchung sein, d. h. die Elastizitätsgrenze σ_e muss mit der Wechselfestigkeit σ_w (II und III in Bild 1) und die Streckgrenze $\sigma_s = \sigma_f$ mit der Ursprungsfestigkeit σ_u (I und IV, Bild 1) gleiche Grösse besitzen.

Während die Elastizitätsgrenze ohne besondere Kennzeichen überschritten werden kann und deshalb bisher höchstens als Proportionalitätsgrenze aufgetreten ist, lässt sich die Wechselfestigkeit einwandfrei, allerdings mit grosser Mühe und Geduld durch Dauerversuch, bestimmen. Wie bereits gezeigt wurde (s. Tabelle 1 in [2]), ergeben die praktischen Versuche, dass die Wechselfestigkeit (III, Bild 1) für die verschiedenen Stahlsorten (St 70, 60, 50, 42 und 37) mit der aus der zweiten Fliessgrenze (I, Bild 1) berechneten Elastizitätsgrenze (II, Bild 1) die gleiche Grösse besitzt.

Dass die Ursprungsfestigkeit σ_u (IV, Bild 1) mit der Streckgrenze σ_s (I, Bild 1) zusammenfällt, kann einwandfrei

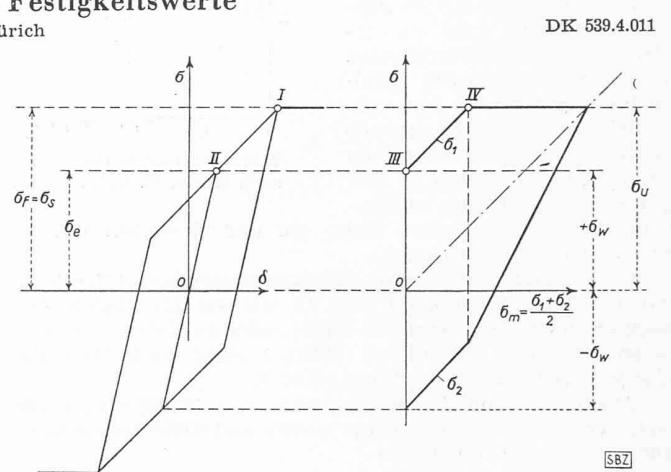


Bild 1. Zusammenhang zwischen statischen Festigkeitswerten und denen der Ermüdungsfestigkeit

σ_s, σ_f = Streck- oder Fliessgrenze (ruhende Belastung)

σ_e = Elastizitätsgrenze (ruhende Belastung)

σ_w = Wechselfestigkeit (oftmalige Laständerung zwischen $+\sigma_w$ und $-\sigma_w$)

σ_u = Ursprungsfestigkeit (oftmalige Laständerung zwischen σ_u und 0)

auf Grund bereits durchgeföhrter Versuche gezeigt werden. Tabelle 1 gibt nach Bericht Nr. 133 der EMPA Zürich [4] die Werte σ_s der Streckgrenze und σ_u der Ursprungsfestigkeit für den Anlieferungszustand eines untersuchten Stahlbleches in drei zueinander senkrechten Richtungen x, y, z an. Wie man aus Tabelle 1 sieht, sind diese Werte einander praktisch gleich. Der Unterschied der Mittelwerte zwischen Streckgrenze und Ursprungsfestigkeit ist kleiner als die maximale Streuung gegen den Mittelwert innerhalb ein- und derselben Spannungssart. Die auf Grund theoretischer Ueberlegungen aufgestellte Gleichheit der Werte wird somit durch praktische Versuche bestätigt.

Aus dem in Bild 1 dargestellten Zusammenhang folgt weiter, dass zwischen der Wechselfestigkeit σ_w (III, Bild 1) und der Ursprungsfestigkeit σ_u (IV, Bild 1) die gleiche Abhängigkeit besteht, wie zwischen der Elastizitätsgrenze und der Streckgrenze (II und I, Bild 1). Es muss daher sein

$$\sigma_w = \frac{m+1}{2m} \sigma_u = 0,65 \sigma_u$$

Auch das wird durch Versuche der EMPA Zürich bestätigt. Im gleichen Bericht Nr. 133 [4] sind in Bild 76 für das volle Blech die aus Versuchen sich ergebende Ursprungsfestigkeit σ_u und die Wechselfestigkeit σ_w angegeben (Tabelle 2). Zum Vergleich werden dort auch die aus der Raum- und Gitterspannungstheorie berechneten Werte aufgeführt. Durch die Übereinstimmung der berechneten und den aus den Dauer-

Tabelle 1. Streckgrenze σ_s und Ursprungsfestigkeit σ_u nach Versuchen der EMPA in kg/mm²

	σ_s	σ_u
Messrichtung	21,9	22,2
	22,1	23,2
Mittelwert	22,2	21,8
Grösste Abweichung vom Mittelwert	+ 0,5	- 1,8
Unterschied der Mittelwerte		0,4

*) Die Zahlen in eckigen Klammern beziehen sich auf das Literaturverzeichnis am Schluss des Aufsatzes.