Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 69 (1951)
Heft: 21

Artikel: Ueber Lotrechtschwingungen bei Dampfturbinen-Fundamenten
Autor: Geiger, Jos.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-58863

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

69. Jahrgang Nachdruck von Bild oder Text nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet
Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich Nummer 21

Ueber Lotrechtschwingungen bei Dampfturbinen-Fundamenten

DK 621—27

Von Dr. JOS. GEIGER, beratender Ingenieur, Augsburg

Im Anschluss an einen früheren Aufsatz über Waagrechtschwingungen bei Dampfturbinen-Fundamenten[1]) sollen in den folgenden Ausführungen einige Probleme behandelt werden, die sich bei der Untersuchung von Lotrechtschwingungen stellen.

1. Masse der Säulen

Wir beziehen uns auf die Zusammendrückung der Säulen im Zustand der Eigenschwingung, da bei den Biegungs-Eigenschwingungen des Querriegels die Masse der Säulen offenbar nur eine ganz untergeordnete Rolle spielt. Um zu einigermassen übersichtlichen Ergebnissen zu gelangen, ist es natürlich nicht möglich, jedes einzelne Massenteilchen gerade an seinem Wirkungsorte zu berücksichtigen. Wir gehen daher aus von dem Fall eines gleichmässig mit Masse belegten, am unteren Ende eingespannten Stabes, der am freien Ende keine Masse trägt, und vergleichen ihn mit einem ebenfalls unten eingespannten Stab gleicher Länge, der masselos ist, aber an seinem freien Ende eine Masse vom Gewicht G_1 trägt, das so bemessen ist, dass seine Eigenschwingungszahl die gleiche wie jene des erstgenannten, gleichmässig mit Masse belegten Stabes ist. Bei diesem letztgenannten findet sich als Eigenschwingungszahl

$$n_e = \frac{30}{2l}\sqrt{\frac{E\,g}{\gamma}} = 470\sqrt{\frac{E\,F}{l\,G_g}}$$

dagegen ergibt sich für den Stab mit Masse an der Spitze

$$n_e = 300\sqrt{\frac{E\,F}{l\,G_1}}$$

Hiebei ist E der Elastizitätsmodul, F der Stabquerschnitt, l seine Länge und G_g sein Gewicht. Durch Gleichsetzen beider Ausdrücke findet sich

$$G_1 = G_g\left(\frac{300}{470}\right)^2 = 0{,}407\,G_g$$

Man darf also in diesem Falle nur rd. 40 % des Säulengewichtes zu dem halben Querriegel-Gewicht hinzuschlagen.

Wir betrachten jetzt den Fall eines gleichmässig mit Masse belegten, unten eingespannten Stabes, der aber im Gegensatz zu dem vorigen Fall am freien Ende eine Masse trägt, die zehnmal so gross ist wie die Säulenmasse. In diesem Falle findet man nach einer ähnlichen Entwicklung streng mathematisch, dass 34,9 % der Säulenmasse zur Querriegelmasse hinzuzuschlagen sind.

Das Verhältnis des Gewichtes der auf einer Säule lastenden Masse (bestehend aus der halben Masse des Querriegels und der Maschinenlast, sowie dem Längsriegel-Anteil) zu dem Eigengewicht der Säule dürfte häufig in der Gegend von zehn liegen. Es ist natürlich möglich, für beliebige andere Verhältnisse den Säulenmassenanteil genau zu ermitteln; es sei noch bemerkt, dass dies auch möglich ist, wenn der Säulenquerschnitt nicht gleich bleibt, sondern wenn sich die Säule in irgend einer Weise nach oben verjüngt. Auf alle Fälle zeigt sich, dass die in der Literatur sich findende Angabe, man solle die Säulenmasse zur Hälfte berücksichtigen, der Wirklichkeit nicht entspricht: der Anteil schwankt vielmehr je nach dem Verhältnis des Säulengewichts zu dem der Auflast; meistens wird man mit ~ 35 % zu rechnen haben.

2. Biegeelastizität der Fundamentsohle

Hier nehmen wir, um noch einigermassen einfache Verhältnisse zu bekommen, an, die Fundamentsohle würde direkt unter den Säulen in Spitzen gelagert sein. Die Berücksichtigung der nachgiebigen Unterlage im Baugrund würde etwas zu weit führen. Das Trägheitsmoment des Querriegels sei J_q (Bild 1), das der Säule J_h und das des Sohlenanteils unter dem Querriegel J_s. Die wirksame Querriegellänge sei q, die wirksame Säulenlänge sei h, die wirksame Sohlenlänge sei wieder q. Die Ableitung auf Grund der Differentialgleichung der elastischen Linie bringen wir nicht, sondern wir schreiben gleich die Endformel für den Fall einer Einzellast in der Mitte des Querriegels an. Wir bezeichnen mit a den Ausdruck

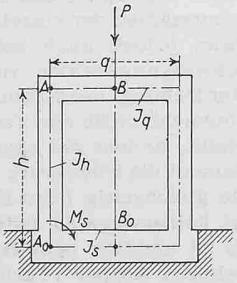


Bild 1. Portal eines Turbinenfundamentes mit Fundamentsohle

$$a = \left[1 + \frac{J_q}{J_s} + \frac{2h}{q}\,\frac{J_q}{J_h}\right] \times$$
$$\times \left[\frac{h}{3\left(1 + \frac{q}{h}\,\frac{J_h}{J_s}\right)} - \frac{q + h\,\frac{J_q}{J_h}}{\frac{q}{h}\left(1 + \frac{J_q}{J_s}\right) + \frac{2\,J_q}{J_h}}\right]$$

und mit b den Ausdruck

$$b = \left[1 - \frac{\frac{q}{h}\,\frac{J_h}{J_s} + 2}{3\left(1 + \frac{q}{h}\,\frac{J_h}{J_s}\right)}\right]$$

Damit entsteht bei punktförmiger Belastung für die Durchbiegung in der Querriegelmitte, die für die Ermittlung der Eigenschwingungszahl massgebend ist:

$$f_{\text{Punktf}} = \frac{P\,q^3}{16\,E\,J_q} \times$$
$$\times \left[\frac{1}{3} + \frac{h}{2\,a} - \frac{h}{6\,a\left(1 + \frac{q}{h}\,\frac{J_h}{J_s}\right)} + \frac{h^2}{a\,q}\,\frac{J_q}{J_h}\,b\right]$$

Für den Fall, dass J_s unendlich gross ist, geht diese Formel über in die von mir bereits in «Z.VDI» 1922, S. 667 angegebene Formel, die für ein aus Querriegel und beiden Säulen bestehendes System gilt. Die zahlenmässige Untersuchung bei Turbinenfundamenten zeigt, dass man normalerweise auch dann, wenn für die Fundamentsohle teilweise Magerbeton verwendet wird, von einer Berücksichtigung der Sohlenelastizität absehen kann. Es sei daher lediglich bemerkt, dass bei ganz ausnehmend schwacher Sohle mit einer Vergrösserung der Durchbiegung bis zu höchstens 3 % zu rechnen ist. Natürlich ist hiebei vorausgesetzt, dass die Sohle nicht an einer wichtigen Stelle, z. B. durch Kanäle, geschwächt ist.

3. Nachgiebigkeit des Untergrundes

Von manchen Beobachtern wurde festgestellt, dass die durch Versuchsmessung ermittelten Eigenschwingungszahlen des Fundaments eine Neigung haben, eher etwas tiefer als die rechnerisch ermittelten zu liegen. Es wurde dabei vermutet, dass dies durch die Elastizität des Baugrundes bedingt werden könnte. Dies ist ausgeschlossen, was sich wie folgt zeigen lässt: Das gesamte schwingungsfähige System einschliesslich elastischem Baugrund kann man sich vereinfacht aus drei Massen mit dazwischen befindlichen Federungen zusammengesetzt denken: Masse m_1 ist der Fundamenttisch samt Maschinenlasten und Säulenanteil, Masse m_2 ist die Fundamentsohle samt Säulenanteil und etwaigen auf der Sohle befindlichen Maschinen, z. B. Kondensator, Masse m_3 ist endlich die ganze Erde, also unendlich gross. Ein solches System hat allgemein zwei Eigenschwingungszahlen: Bei der tiefer liegenden (n_{e_1}) schwingen die Massen m_1 und m_2 miteinander, bei der höher liegenden (n_{e_2}) schwingen sie gegeneinander, d. h. der Knotenpunkt liegt hier unter allen Umständen zwischen m_1 und m_2, während er bei starr mit der Erde verbundener Fundamentsohle mit dieser zusammenfällt. Da also die elastische Länge von m_1 bis zum Knotenpunkt kürzer ist als jene zwischen m_1 und m_2, so liegt n_{e_2} auf alle Fälle höher als die bei starrem Baugrund sich ergebende Eigenschwingungszahl.

Um einen guten Ueberblick zu bekommen, denken wir uns die Biege- und Schub-Elastizitäten des Portals durch eine die gleiche Durchfederung ergebende Zug-Druck-Elastizität der Säulen ersetzt, d. h. wir denken uns Säulen von der Länge l_{12}, welche für sich allein je Krafteinheit die gleiche Durchfederung ergeben wie das gesamte Portal. Aehnlich denken wir uns die Elastizität des Baugrundes durch eine

[1]) SBZ 1950, Nr. 31, S. 424*.

ihr genau gleiche einer zugdruckelastischen Säule von der Länge l_{23} ersetzt. Massgebend ist jetzt das Verhältnis m_2/m_1 bzw. l_{23}/l_{12}. Hierbei sei noch besonders betont, dass zu m_2 ein nicht unbeträchtlicher Anteil des darunter befindlichen Erdreichs dazuzuschlagen ist als mitschwingende Masse. Es ist damit zu rechnen, dass m_2 wenigstens doppelt so gross wie die Masse der Fundamentsohle ist. Eine genaue Angabe ist nur anhand von umfangreichen Versuchen mit stark verschiedenen Baugrundverhältnissen möglich. Trotzdem sind wir aber in der Lage, recht nützliche Angaben zu machen. Da schwingungstechnische Entwicklungen dem Bauingenieur weniger geläufig sind als statische Untersuchungen, bringen wir im Folgenden die zugehörige Entwicklung etwas ausführlich in elementarer Form.

Bild 2 zeigt die Schwingungsform, wobei die Schwingungsausschläge nicht, wie sie tatsächlich erfolgen, in der Säulenrichtung, sondern senkrecht zu ihr aufgetragen sind. Bild 3 stellt das entsprechende Krafteck dar. In jedem Augenblick muss im Zustand der Eigenschwingung Gleichgewicht zwischen den Feder- und den Massenkräften bestehen. Die an der Fundamenttischmasse auftretende Massenkraft ist $m\,\omega^2 a_1$, ihr Ausschlag ist a_1. Sie ruft eine Längung der Säule l_{12} um den Betrag

$$\Delta a_1 = \frac{m_1\,\omega^2 a_1}{F}\,\frac{l_{12}}{E}$$

hervor. Um diesen Betrag ist der Ausschlag a_1 zu verkleinern, um den nach der entgegengesetzten Seite hin gehenden Ausschlag a_2 zu erhalten. Die Massenkraft von m_2 ergibt sich zu $m_2\,\omega^2 a_2$. Die Verkürzung der Säule l_{23}, die in Wirklichkeit die Zusammendrückung des Baugrundes bedeutet, ergibt sich aus der Summe beider Massenkräfte zu

$$\frac{-\,m_1\,\omega^2 a_1 + m_2\,\omega^2 a_2}{F}\,\frac{l_{23}}{E}$$

Bei diesen Ausführungen haben wir den sogenannten Zeitfaktor $\sin(\omega t)$ der Einfachheit halber weggelassen, weil er sowohl bei den Massenkräften, als auch bei den Federungen erscheint. Ist jetzt die von uns angenommene Kreisfrequenz ω die der II. Eigenschwingungszahl des Systems entsprechende, so muss sich für m_3 der Ausschlag Null ergeben. Damit kommen wir zu folgenden einfachen Gleichungen, die wir auch unmittelbar aus den Bildern 2 und 3 ablesen können.

$$\text{I:} \qquad m_1\,\omega^2 a_1 \sin\omega t : EF = (a_1 + a_2)\sin\omega t : l_{12}$$

$$\text{II:} \qquad (m_2\,\omega^2 a_2 - m_1\,\omega^2 a_1)\sin\omega t : EF = a_2 \sin\omega t : l_{23}$$

Aus I folgt

$$m_1\,\omega^2 a_1 l_{12} - EF\,a_1 = EF\,a_2$$

oder

$$a_2 = a_1\left(\frac{\omega^2}{\omega_1^2} - 1\right), \text{ wobei } \omega_1^2 = \frac{EF}{m_1 l_{12}}$$

Es ist nämlich

$$n_1 = \frac{30}{\pi}\,\omega_1 = \frac{30}{\pi}\sqrt{\frac{EF}{m_1 l_{12}}}$$

die Eigenschwingungszahl des in m_2 fest eingespannt gedachten Systems $m_1 l_{12}$. Aus II folgt:

$$m_2\,\omega^2 l_{23}\,a_2 - EF\,a_2 = m_1\,\omega^2 l_{23}\,a_1$$

oder

$$a_2 = a_1\,\frac{\omega^2 m_1 l_{23}}{m_2\,\omega^2 l_{23} - EF}$$

Durch Gleichsetzen beider Ausdrücke für a_2 folgt:

$$\frac{\omega^2}{\omega_1^2} - 1 = \frac{\omega^2 l_{23}\,m_1}{m_2\,\omega^2 l_{23} - EF}$$

oder

$$\omega^4 - \omega^2\omega_1^2\left(1 + \frac{EF}{m_2 l_{23}\,\omega_1^2} + \frac{m_1}{m_2}\right) = -\,\frac{EF\,\omega_1^2}{m_2 l_{23}}$$

Für $\frac{EF}{m_2 l_{23}}$ setzen wir ω_2^2; es ist nämlich $n_2 = \frac{30}{\pi}\sqrt{\frac{EF}{m_2 l_{23}}}$ die Eigenschwingungszahl des in der unendlich grossen Masse m_3 fest eingespannt gedachten Systems $m_2 l_{23}$. So entsteht die wichtige Beziehung:

$$\omega^4 - \omega^2\left[\omega_1^2 + \omega_2^2 + \omega_1^2\,\frac{m_1}{m_2}\right] = -\,\omega_1^2\,\omega_2^2$$

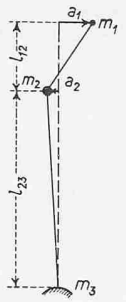


Bild 2 (links). Schwingungsform eines Turbinen-Fundamentes, bestehend aus Fundamenttisch samt Maschine (Masse m_1, Schwingungsausschlag a_1), Fundamentsohle (Masse m_2) und Erde (Masse m_3). Länge l_{12} stellt die Elastizität des Fundamentes, Länge l_{23} jene des Baugrundes dar

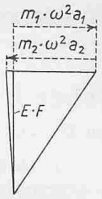


Bild 3 (rechts). Dreieck der Massenkräfte

Uns interessiert jetzt nur, um wieviel höher die II. Eigenschwingungszahl des gesamten Systems $m_1 - l_{12} - m_2 - l_{23} - m_3$ liegt als die Eigenschwingungszahl n_1 des Systems $m_1 - l_{12}$. Wir können also ruhig die Kreisfrequenz des letztgenannten gleich eins setzen und erhalten

$$\omega^4 - \omega^2\left(1 + \omega_2^2 + \frac{m_1}{m_2}\right) = \omega_2^2$$

Für verschiedene Werte von $n_1/n_2 = \omega_1/\omega_2$ und von m_2/m_1 ermitteln wir jetzt die II. Kreisfrequenz. Die zugehörigen Eigenschwingungszahlen sind auf Bild 4 dargestellt.

In der Praxis ist die Eigenschwingungszahl n_1 des Turbinenfundaments bei Lotrechtschwingungen immer weitaus höher — etwa zwischen 4 und 16mal — als die Eigenschwingungszahl n_2 der gesamten auf dem elastischen Erdboden ruhenden Fundamentmasse. Die Masse der Fundamentsohle samt dem Zuschlag für das mitschwingende Erdreich ist normalerweise mindestens zweimal, gewöhnlich aber rund viermal so gross wie die Masse m_1 des Fundamenttisches. Daraus folgt anhand von Bild 4, dass bei Verhältnissen, wie sie in der Praxis vorkommen, immer eine nahezu gleichbleibende Erhöhung der II. Gesamteigenschwingungszahl um rund 12 % gegenüber n_1 eintritt. Diese Erhöhung ist unbedenklich, wenn die Betriebsdrehzahl unter dieser Eigenschwingungszahl liegt, wie es normalerweise angestrebt werden sollte. Anders ist dies allerdings, wenn *unterkritisch* gefahren wird; hier sollte man stets einen *reichlich grossen Abstand von der Betriebsdrehzahl*, wie in den «Richtlinien» angegeben, einhalten.

Für die Waagerechtschwingungen gelten die selben Gedankengänge; nur liegt die Waagerechteigenschwingungszahl gewöhnlich so tief unter der Betriebsdrehzahl n, dass man sich hier meistens nicht um diese Steigerung zu kümmern braucht. Aus Bild 4 geht hervor, dass die Steigerung um so bedeutender ist, je kleiner die Masse m_2 der Fundamentsohle samt Zubehör im Vergleich zur Masse m_1 des Fundamenttisches ist.

Die in der Literatur sich findende Angabe, dass durch die Kopplungswirkung eine Steigerung bis zu 40 % eintritt, kommt für ausgeführte Fundamente nie in Frage; sie hätte nur Berechtigung für Fälle, wo die Fundamentsohle im Vergleich zum Fundamenttisch samt Maschinenlasten besonders leicht ist.

4. Verdrehsteifigkeit der anschliessenden Längsträger

Wenn ein Portal unter dem Einfluss von Lotrechtschwingungen sich durchbiegt, tritt in den Ecken beim Uebergang vom Querriegel in die Säulen eine Neigungsänderung auf. Biegen sich sämtliche Portale in gleicher Weise und Grösse durch, so spielt die Verdrehsteifigkeit der anschliessenden Längsträger, da sie hiebei nicht beansprucht werden, keine Rolle. Anders ist dies dagegen, wenn die Lotrechteigenschwingungszahlen der einzelnen Portale stark verschieden sind. Es kann jedoch auch bei gleich grossen Portal-Lotrechteigenschwingungszahlen vorkommen, dass die Längsträger auf Verdrehung beansprucht werden, nämlich dann, wenn als Unwucht nicht eine freie Kraft, sondern ein Kräftepaar übrig bleibt, so dass bei einem aus drei Portalen bestehenden Fundament die Fliehkraft bei Portal 1 nach oben wirkt, während sie gleichzeitig beim Portal 3 nach unten drückt. Dieser Fall ist keineswegs so selten, wie man zunächst denken könnte; es ist nämlich schwerer, einen in der Längsrichtung ausgedehnten Körper (Turbinenwelle) in bezug auf Momente als nur in bezug auf Kräfte vollständig auszuwuchten. In diesem Fall können wir uns ein solches Dreiportal-Fundament als im mittleren Portal fest eingespannt denken (Bild 5).

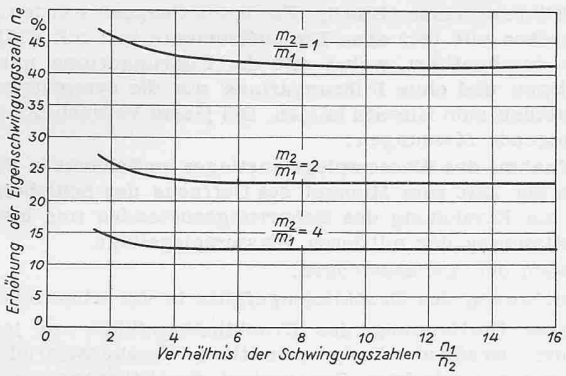


Bild 4. Erhöhung der Lotrechteigenschwingungszahl n_e des Systems Fundamenttisch samt Maschine - elast. Säulen - Fundamentsohle - elast. Baugrund, berechnet in % der Lotrechteigenschwingzahl n_1 des Systems Fundamenttisch samt Maschine - elast. Säulen, abhängig vom Verhältnis n_1 zur Eigenschwingungszahl n_2 des Systems Fundamentsohle - elastischer Baugrund

Wir behandeln hier nur den Fall des punktförmigen Kraftangriffs in der Mitte des Querriegels. In der Ecke A (Bild 5) wirken jetzt zwei Momente auf den Querriegel ein; nämlich ein Moment $M_1 = -Q\,h/3$, herrührend von der Steifigkeit der anschliessenden Säule und der an ihrem Fusse übertragenen Kraft Q, wobei wir der Einfachheit halber die Fundamentsohle als starr ansehen; ferner ein Moment $M_2 = \eta_3\, n\, b^4\, G\, \vartheta$, herrührend von der Verdrehsteifigkeit des anschliessenden Längsträgers. Beide Momente wirken im selben Sinne und zwar suchen sie die Durchbiegung des Querriegels unter dem Einfluss der Last P zu verringern.

Die Neigungsänderung y' in der Ecke A, herrührend von M_1, wird

$$y'_1 = \frac{Q\,h^2}{E\,J_h\,6}$$

und herrührend von M_2

$$y'_2 = \vartheta\, s = \frac{M_2\, s}{\eta_3\, n\, b^4\, G}$$

Für den Querriegel gilt als Gleichung der elastischen Linie

$$E\,J_q\,y'' = -M_1 + M_2 + Q\,h - \frac{P}{2}\,x$$

$$= +\frac{2}{3}\,Q\,h + M_2 - \frac{P}{2}\,x$$

Zweimal integriert findet sich

$$E\,J_q\,y = \frac{Q\,h\,x^2}{3} + \frac{M_2\,x^2}{2} - \frac{P\,x^3}{12} + C_1\,x$$

Da wegen des Zusammenhangs $y'_1 = y'_2$ ist, so wird

$$M_2 = \frac{\eta_3\, n\, b^4\, h^2}{6\,J_h\,l}\,\frac{G\,Q}{E}$$

und

$$C_1 = \frac{P\,q^2}{16} + Q\left(\frac{-\eta_3\, n\, b^4\, h^2\, q}{12\,J_h\,l}\,\frac{G}{E} - \frac{h\,q}{3}\right)$$

Wir schreiben

$$\frac{\eta_3\, n\, b^4\, h^2\, q}{12\,J_h\,l}\,\frac{G}{E} = p$$

und erhalten damit

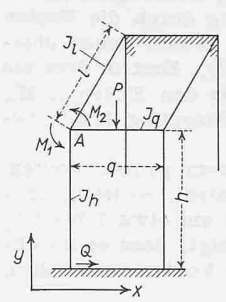
$$Q = \frac{P\,q^2}{16\left(\frac{J_q}{J_h}\,\frac{h^2}{6} + p + \frac{h\,q}{3}\right)}$$

Als Durchbiegung in der Riegelmitte bei punktförmigem Lastangriff entsteht dann:

$$y = \frac{P\,q^3}{32\,E\,J_q}\left[\frac{2}{3} - \frac{\frac{9}{2}\,p + q\,h}{h^2\,\frac{J_q}{J_h} + 2\,q\,h + 6\,p}\right]$$

Für gleichmässig über den Querriegel verteilte Last ist die Entwicklung ganz ähnlich.

Ermittelt man jetzt für ganz ausnehmend kurze Längsträger die Durchbiegung eines solchen Portals, so zeigt sich, dass diese um bis zu fast 29 % kleiner werden kann als die Durchbiegung eines nicht durch Längsträger versteiften Portals. Allerdings ist zu beachten, dass bei der Gesamtformänderung des Portals die Formänderung des Querriegels durch Schub und namentlich die Formänderung der Säulen durch Zusammendrückung noch zu berücksichtigen sind. Bezogen auf diese Gesamtformänderung ist der Prozentsatz der Verringerung nur etwa halb so gross und, bezogen auf die Lotrechteigenschwingungszahl, nur noch etwa 7 %, und das wohlgemerkt nur im Falle besonders kurzer Längsträger und ausserdem bei Fliehkräften, die an den äusseren Portalen nach entgegengesetzter Richtung wirken. Im allgemeinen wird man daher von der Berücksichtigung der Verdrehsteifigkeit der Längsriegel absehen können. Beim Betrieb über der Lotrechteigenschwingungszahl sollte man dagegen diesen Einfluss mit berücksichtigen.



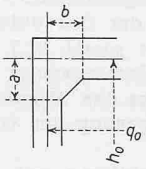


Bild 6. Einfluss der Eckensteifigkeit und der Abschrägung beim Uebergang von der Säule in den Querriegel

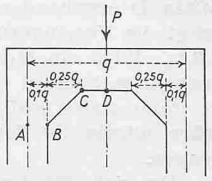


Bild 7. Turbinenportalstück mit extrem grossen Vouten

Bild 5. Schema eines Turbinenfundamentes zur Erläuterung des Einflusses der Verdrehsteifigkeit der anschliessenden Längsträger

5. Eckensteifigkeit und Abschrägungen

Ehlers[2]) berücksichtigt die Eckensteifigkeit beim Uebergang von der Säule in den Querriegel und die zugehörige Voute durch einen Faktor α, der gemäss Bild 6 von den Verhältnissen h_0/q_0 und b/q_0 abhängig ist. Falls keine Voute vorhanden ist, würde man hiernach im Durchschnitt finden $\alpha = 0{,}1$ bis $0{,}25$. Demgegenüber sei an Untersuchungen aus dem Maschinenbau, nämlich bei Kurbelwellen, erinnert. Hier haben wir eine ganz ähnliche Aufgabe, die aber von verschiedenen Autoren sehr gründlich untersucht worden ist. E. Meyer («Z.VDI» 1909, S. 294) empfiehlt, die Versteifung in der Ecke beim Uebergang vom Wellen- oder Kurbelzapfen in den Schenkel in der Weise zu berücksichtigen, dass man von Mitte Schenkel je $^1/_3$ der Schenkeldicke als völlig starr ansieht. Dies würde bedeuten, dass der vorher genannte Wert α gleich 0,66 wäre. Bei der Schenkellänge empfiehlt er einen Abzug gleich 0,25 des Zapfendurchmessers zu machen, d. h. also hier $\alpha = 0{,}5$ zu setzen.

Nach Ensslin (Mehrfach gelagerte Kurbelwellen mit einfacher und doppelter Kröpfung, Stuttgart 1902) wäre $\alpha = 1{,}6$ zu setzen. Nach eingehenden Versuchen des Verfassers an zahlreichen grossen Dieselmotor-Kurbelwellen darf man im Mittel etwa mit den Werten von Meyer rechnen. Darnach ist die Eckensteifigkeit grösser als nach Ehlers.

Der Einfluss der Vouten wurde von uns besonders untersucht. Es ist naheliegend, dass man hier nicht von einem gleichbleibenden Wert sprechen kann. Bei einem frei an den Enden aufliegenden Riegel würden Vouten an seinen Enden auf die Durchbiegung einen entschieden geringeren Einfluss ausüben als bei einem an beiden Enden fest eingespannten Träger, weil bei dem letztgenannten das Biegemoment an den Enden viel grösser ist als beim frei aufliegenden Riegel. Bei ausgeführten Stahlbetonfundamenten mit Querriegel, Säulen und Fundamentsohle zeigt sich aber, dass das Biegemoment in der Ecke A (Bild 1) nur etwa in den Grenzen von 12 und 17 % des bei freier Auflagerung des Querriegels in dessen Mitte sich ergebenden Biegemomentes schwankt. Der grössere Wert ergibt sich bei gedrungenen und der kleinere bei besonders hohen Säulen.

Wir nehmen jetzt einen Fall mit extrem grossen Vouten nach Bild 7 an. Hierbei erstrecke sich jede Voute auf ein volles Viertel der Querriegellänge q. Ferner setzen wir voraus, dass nach Bild 7 das Stück AB $= 0{,}1\,q$ völlig starr sei. Bei freier Auflagerung an den Enden erhalten wir hierbei eine Verringerung der Durchbiegung durch die Vouten gegenüber dem Fall ohne Vouten um 2 %. Wird dagegen in A ein Moment gleich 12 % des bei freier Auflagerung sich in der

[2]) *Ehlers*, Die Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten, Festschrift Wayss & Freytag AG., Stuttgart 1925.

Mitte D ergebenden Biegemomentes M_m übertragen, so beträgt die Verringerung der Durchbiegung durch die Vouten 3,2 %. Wird ein Moment gleich 0,17 M_m in den Ecken übertragen, so beträgt die Verringerung 5,7 %. Erst in dem nie vorkommenden Fall, dass das Moment in den Ecken $= M_m$ wäre, würde die Verringerung der Durchbiegung 41,6 % betragen.

Da sich die Untersuchung auf extrem grosse Vouten, wie sie praktisch kaum vorkommen, bezieht, so ist in üblichen Fällen nur mit einer Verringerung um etwa 1 bis 4 % durch die Vouten zu rechnen. Daraus folgt, dass es im allgemeinen wenig nützt, besonders grosse Vouten vorzusehen.

Versuche mit Einlauftrompeten

Von Dipl. Ing. A. SCHMID, Direktor der Kanderkies AG., Thun und Dipl. Ing. A. KROPF, berat. Ing., Zürich DK 628.246

Einleitung

In Fachkreisen hat man verschiedentlich die Beobachtung gemacht, dass Entwässerungsleitungen selbst dann nicht vollaufen, wenn der Wasserspiegel in den Kontrollschächten bereits über den Rohrscheitel angestiegen ist. Eine Erklärung hiefür erblickte man hauptsächlich in den ungünstigen Einlaufverhältnissen infolge der Seitenkontraktion. Im Kanalisationswesen ist es zwar seit geraumer Zeit üblich, die Unterbrechung der Leitung in den Schächten durch eine bis auf $^7/_{10}$ des Kalibers reichende, U-förmige Rinne zu überbrücken, so dass die Einschnürung des Wasserstrahls sich nur im oberen Teil des Profils auswirken kann. Bei Meliorationsleitungen jedoch werden heute noch Schächte mit Sumpf verwendet. Um hier die Einlaufverhältnisse zu verbessern, ging man dazu über, den abgehenden Strang mit einem Einlaufkonus anzuschliessen, und es bestand nun die Absicht, diesen Konus auch bei Kanalisationsleitungen einzuführen. Man stellte sich jedoch die Frage, ob es nicht zweckmässiger wäre, den Einlaufkonus durch eine hydraulisch richtig ausgebildete Einlauf*trompete* zu ersetzen.

Um diese Abflussverhältnisse an einem praktischen Beispiel studieren zu können, gelangten wir an die drei Firmen AG. Hunziker & Cie., Zürich-Brugg, Kanderkies AG., Thun und Steinzeugröhrenfabrik Schaffhausen und ersuchten sie, im Hinblick auf eine fabrikmässige Herstellung solcher Formstücke sich für die Durchführung von Versuchen zusammenzuschliessen. Nach gegenseitigem Einvernehmen stellte jede Firma verschiedene Einlauftrompeten her, und als Versuchsort wurde das Areal der Kanderkies AG. in Einigen bestimmt.

Versuchsanlage und Versuchsprogramm

Die Versuchsanlage wurde in möglichster Anlehnung an die Praxis gewählt, unter Ausschaltung all derjenigen Faktoren, die mit den Einlaufverhältnissen beim Uebergang vom Schacht zur geschlossenen Rohrleitung in keinem direkten Zusammenhang stehen, wie z. B. Richtungs- oder Gefällsänderungen, Kaliberwechsel usw. Sie bestand, wie aus Bild 1 hervorgeht, aus einem Beschickungsbehälter von 5000 l Inhalt, an den eine 20 m lange, mit 2 ‰ Sohlengefälle verlegte Versuchsleitung aus Zementrohren ∅ 20 cm angeschlossen war. In ihrer Mitte war die Leitung durch einen runden, 50 cm unter die Kanalsohle reichenden Schacht ∅ 100 cm unterbrochen, und an ihrem Ende mündete sie frei in ein Auslaufbecken aus, das mit einem Bazin-Ueberfall versehen, als Messorgan diente. Der Beschickungsbehälter wurde durch Feuerwehrpumpen mit Wasser aus dem Thunersee gespiesen, und um eindeutige Versuchsbedingungen zu schaffen, war dieser Behälter mit einem rd. 3 m langen Ueberfall versehen, der während der Versuche ständig zum Ueberlaufen gebracht wurde.

Im Versuchsschacht selbst konnten die vorbereiteten Formstücke (Einlauftrompeten und Konen gemäss den Bildern 2 bis 5) beliebig ausgewechselt werden. Die Versuche wurden in zwei Gruppen unterteilt, nämlich in Versuche mit und ohne Führungsrinne (Bild 6). Für beide Gruppen wurden Versuchsreihen mit und ohne Einlauftrompete und mit Einlaufkonus durchgeführt, wobei mit der Führungsrinne nur die einseitigen und ohne Führungsrinne nur die symmetrischen Formstücke zum Einsatz kamen. Bei jedem Versuch machten wir folgende Messungen:

1. Aufnahme des Wasserspiegelanstieges im Schacht in Funktion der Zeit vom Moment des Oeffnens des Schiebers an bis zur Erreichung des Beharrungszustandes und hierauf Bestimmung der mittleren Wasserspiegellage.
2. Messen der Abflussmengen.
3. Bestimmung des Druckliniengefälles in der Ablaufleitung.

Diese Bestimmung des Druckliniengefälles war jedoch mit der verhältnismässig primitiven Versuchseinrichtung nicht mit der gehofften Genauigkeit durchführbar, so dass der Einlaufverlust in Funktion der Geschwindigkeitshöhe zahlenmässig nicht erfasst werden konnte. Zudem befanden sich die Messpunkte innerhalb der Einlaufstrecke, wo die Geschwindigkeit noch ungleichmässig verteilt ist; die zur Berücksichtigung dieses Faktors nötigen Pitotrohrmessungen wären weit über den Rahmen des gesteckten Zieles hinausgegangen. Ausgewertet wurden somit nur die unter Punkt 1 und 2 erwähnten Messungen. Da die Versuchsanordnung mehrmals verbessert, d. h. verfeinert wurde, erstreckten sich die Untersuchungen über mehrere Wochen.

Ergebnisse

Für die Rohrleitung wurde ein Rauhigkeitskoeffizient nach Strickler von $k = 97$ bis 103, im Mittel also 100 festgestellt. Theoretisch hätte bei voller Füllung in dieser Leitung mit einem Sohlengefälle von 2 ‰ die Abflussmenge 19 l/s betragen sollen. Durch die Anordnung mit dem Beschickungsbehälter entstand jedoch im Schacht ein Aufstau, somit auch eine Zunahme des Energieliniengefälles, was dazu führte, dass die Leitung rund das Dreifache schluckte. Etwas überraschend war nun die Feststellung, dass bei sämtlichen Versuchen die gemessenen Abflussmengen praktisch gleich gross waren, nämlich 56 ÷ 58 l/s. Sie schwankten im Mittel um ± 2 %, was in Anbetracht der primitiven Messvorrichtung als innerhalb des Fehlerbereiches liegend zu betrachten ist. Die erwarteten Unterschiede in der Abflussmenge traten somit nicht ein, und wir stellen fest, dass dieses Ergebnis durch verschiedene Aufstauhöhen im Schacht erreicht wurde. Der Wasserspiegel stieg also soweit an, bis der nötige Druck vorhanden war, um die maximale Schluckfähigkeit der Rohrleitung zu erreichen. Die dabei auftretende mittlere Fliessgeschwindigkeit lag bei allen Versuchen bei rd. 1,8 m/s, also in jenem Bereich, der in der Praxis am meisten vorkommt. Es sind ja gerade die flachen Leitungen, die dem Praktiker oft Sorge bereiten, weil sich bei ihnen zusätzliche Gefällsverluste am ungünstigsten auswirken. Wir weisen aber mit Nachdruck darauf hin, dass alle ermittelten Ergebnisse sich auf diesen Geschwindigkeitsbereich beschränken, und warnen vor unüberlegten Extrapolationen.

Die einzige Grundlage für eine Diskussion bilden somit noch die Aufstauverhältnisse im Schacht. Eine möglichst genaue Untersuchung derselben ergab ziemlich grosse Schwankungen, die aus den Bildern 7 und 8 ersichtlich sind. Die Anstiegkurven (Bild 7) wurden nur solange aufgenommen, bis sich im Schacht ein gewisser Beharrungszustand eingestellt hatte. Sie sind naturgemäss ungenau und nur dazu da, um die Vorgänge zu Beginn der Beschickung zu illustrieren. Bei den Versuchen D und F wurden zudem ausgesprochene Schwingungen festgestellt. Für den endgültigen Vergleich der einzelnen Lösungen unter sich dienen die in Bild 8 wiedergegebenen Messergebnisse der mittleren Wasserspiegellagen im Schacht nach Erlangung des Beharrungszustandes. Diese Messungen wurden unter Zuhilfenahme eines Standrohres durchgeführt und sind somit wesentlich genauer als die erstgenannten. Der Anschauung wegen geben wir in Bild 8 neben den errechneten Mittelwerten auch die Maxima und Minima

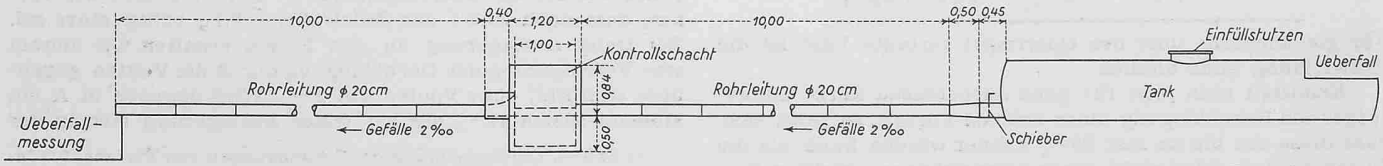


Bild 1. Anordnung der Versuchsanlage