

noch Drillungsmomente in der von Rissen durchzogenen Platte sein, sonst könnten diese bei Versuchen nicht höhere Bruchlasten aufweisen, wie gleichartig konstruierte Balken.

Bezüglich der rechnungsmäßigen Behandlung der Aufgabe würde ich es für zweckmäßig halten, die LAGRANGESche Differentialgleichung in eine Differenzengleichung umzuwandeln. Es würde dies den Vorteil mit sich bringen, den verschwommenen Verlauf der Trägheitsmomente, wie er sich bei der Darstellung durch eine stetige Funktion ergibt, den bei Platten vorhandenen besser anzupassen, welche meist sprunghafte Änderungen der Höhe aufweisen. Ferner läßt sich die tatsächliche Auflast, insbesondere beim Auftreten von Einzelkräften, durch die Differenzenrechnung schärfer fassen, als durch eine aus einer Reihenentwicklung hervorgegangenen, Funktion.

Hofrat Ing. LEOPOLD HERZKA, Wien:

Über Riß-, insbesondere Schwindrißerscheinungen an Bauwerken aus Beton und Eisenbeton

Der seit langem geübten optischen Beobachtung, gleichsam der Diagnostik von Bauschäden aus der oft zeitveränderlichen Physiognomik der Bauwerke kommt in Verbindung mit theoretischem Wissen und praktischem Können große Bedeutung zu; sie bietet ohne Zweifel dem Ingenieur ein brauchbares Mittel, um ihn mit dem Wesen und der Wirkungsweise eines Bauwerkes, mit der Eignung der verwendeten Materialien zu einem bestimmten Zweck besser vertraut zu machen und seine Aufmerksamkeit auf theoretische und konstruktive Unzulänglichkeiten zu lenken.

Die aus Beobachtungen gewonnenen Erkenntnisse sind stets das Ergebnis persönlicher Veranlagung und Einfühlung und langjähriger Erfahrung; sie sind aber einer zahlenmäßigen Verarbeitung kaum oder nur schwer zugänglich. Doch kann nicht geleugnet werden, daß einer systematischen Zusammenfassung und Bearbeitung solcher Ergebnisse ein großer erzieherischer Wert innewohnt und daß dieser Zusammenfassung für den meiner Ansicht nach notwendigen Ausbau *der Lehre einer Bauschadendiagnostik* grundlegende Bedeutung zukommt.

Ich möchte aus dem großen Betätigungsfelde der ingenieurmäßigen Beobachtungen die der *Rißbeobachtung* herausgreifen; sie ist so alt wie das Bauen und jeder erfahrene und statisch geschulte Bautechniker vermag gewisse Bauschäden richtig zu beurteilen, einzuschätzen und zu deuten; er wird Setzungs-, Momenten- und Scherrisse an ihrem charakteristischen Verlaufe leicht erkennen und aus den festgestellten Ursachen geeignete Maßnahmen ableiten, um unliebsame Wiederholungen zu vermeiden.

Eine große Rolle spielt z. B. die Rißdiagnostik bei bergbaulichen oder durch andere örtliche Bodenbewegungen nachteilig beeinflussten Bauwerken, weil festzustellen sein wird, ob und inwieweit die Schäden auf solche Ursachen oder auf ungenügende Bemessung, unsachgemäße Ausführung usf. zurückzuführen sind.

Die Schwierigkeit der Beantwortung solcher Fragen liegt unter anderem darin, daß, wie GOLDBREICH in seinem Buche „Die Bodenbewegungen im Kohlenrevier und deren Einfluß auf die Tagesoberfläche“ an einzelnen charakteristischen Rißbildern zeigt, gewisse gemeinsame Merkmale zwischen den vorgenannten und den durch die Bergschäden hervorgerufenen Rißformen bestehen.

Es ist dann Sache der Sachverständigen, durch differentialdiagnostische Zergliederung der Rißerscheinungen eine Trennung nach den möglichen Ursachen anzustreben.

Erdbebenschäden sollen hier nur der Vollständigkeit wegen Erwähnung finden

und angemerkt werden, daß das Studium von Lage und Verlauf der Erdbebenrisse wertvolle Anregungen über zweckdienliche Anordnungen bei künftigen Bauwerken in erdbebengefährdeten Gegenden geben kann.

Dem Beton und dem Eisenbeton haften trotz der hervorragenden Eigenschaften, die maßgebend für die rasche Einbürgerung dieser Baustoffe waren, gewisse, nicht zu leugnende Mängel an. Ich meine vor allem die Neigung zu Rißbildungen.

Die Hauptursache für das Entstehen der meisten Risse liegt in der Eigenschaft des Zementes, bei Erhärtung an der Luft zu schwinden; diese Tatsache wird besonders im Verbundbau von Bedeutung, da das eingebettete starre Eisen dem Bestreben des Betons, zu schwinden, einen je nach dem Zement- und Wassergehalt, der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe, der Art ihrer Einbringung, Lage und Menge der Eisen verschiedenen Widerstand entgegengesetzt und die hiedurch geweckten Schwindspannungen bei einer gewissen Größe unmittelbaren Anlaß zu Rißbildungen geben.

Im reinen Betonbau zählen die durch die Schwindspannungen ausgelösten „wilden Risse“ zu den täglich beobachteten Erscheinungen. Sie sind im Wesen z. B. den Gußspannungen gleichzuhalten und unter anderem dadurch zu erklären, daß — trotz aller prophylaktischen Maßnahmen gegen das vorzeitige Schwinden — die Erhärtung des Betons nicht gleichmäßig oder gleichzeitig in der ganzen Querschnittsdicke erfolgen kann und daher das Aufreißen von *außen* einsetzt und nach *innen* weitergreift.

Beim Verbundbau hingegen beginnt, wie ich in meinem Buche „Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton“ nachgewiesen habe, die Rißbildung meist *nächst* den Eiseneinlagen als den Stellen der größten Schwindspannungen und setzt sich von da aus nach der Oberfläche fort.

Mit polarisiertem Lichte durchgeführte Versuche an einem Rundstab aus Verbundglas, dessen achsrechte Bewehrung aus einem härteren Glaskern bestand, haben die Richtigkeit dieser von mir rechnerisch nachgewiesenen Erscheinung vollauf bestätigt.

Trotz aller dieser vielfach schon bekannten Erscheinungen vermeinte man im Eisenbeton jenen idealen Baustoff gefunden zu haben, der gefahrlos die Ausführung großer monolithischer Bauwerke zuläßt.

Erst die immer wieder auftretenden Bauschäden in Form von klaffenden Dehn- und Schwindrissen, also gleichsam die vom Material erzwungene automatische Einschaltung von Gelenken nach dem variierten Dichterwort: Wo Gelenke fehlen, stellt der Riß zur rechten Zeit sich ein! — führte zur Unterteilung der Bauwerke durch Fugen und Gelenke, also zur Ausführung von Tragsystemen von geringerer statischen Unbestimmtheit.

Ist diese Erkenntnis für den Verbundbau bereits Gemeingut aller Konstrukteure, so begegnet man im reinen Betonbau vielfach noch Fehl Ausführungen. Ein Beispiel: Bei zahlreichen in Wien in den letzten Jahren ausgeführten Hochbauten, deren bis zum Erdgeschoß reichender Teil der Fassade aus einem Zementmörtelanwurf besteht, bemerkt man, daß von den Ecken der Keller oder Erdgeschoßfenster klaffende Risse ausstrahlen. Sie verlaufen vielfach senkrecht, meist aber unter 30 bis 40° und setzen sich zu den nächstgelegenen Ecken der darüber oder darunter befindlichen Öffnungen fort.

Ich bemerke ausdrücklich, daß an den benachbarten Gebäuden, deren untere Verkleidung aus Naturstein oder aus Kalkmörtelanwurf besteht, diese Erscheinung nur vereinzelt beobachtet werden konnte, so daß z. B. Setzungen als rißbildende Ursachen nicht in Frage kommen, sondern lediglich die Eigenschaft des Zementmörtels zu schwinden. — Die Fensteröffnungen stellen gleichsam eine *unvollkommene*, das Mauerwerk nicht nach der ganzen Höhe trennende *Schwindfuge* dar. Der Zementmörtelanwurf kann sich darum an den Zwischenpfeilern ungehindert zusammen-

ziehen, findet jedoch an dem durchgehenden Sockel und der Fensterüberlage einen Widerstand und muß daher in der Ecke, als der statisch schwächsten Stelle, aufreißen. Die Risse gehen tief, vielfach durchsetzen sie das ganze Mauerwerk. Sie sind für den Bestand des Bauwerkes nicht immer nachteilig, wirken aber nicht gerade beruhigend.

Verstärkt wird die rißbildende Tendenz noch dadurch, daß ein Teil des Sockels ständig in der Erde steckt und daher feucht bleibt, demnach nicht schwindet, sondern möglicherweise sein Volumen vergrößert (quillt) und die obertags liegenden Teile weiter auseinander treibt.

Das mehrfach beobachtete naiv-anspruchslose Verfahren, die Risse *sofort* nach ihrem Auftreten, während also der Beton noch *arbeitet*, zu verschmieren, zeugt von einer mißverständlichen Deutung der Rißursache.

Wir dürfen daher folgern: Zementmörtelanwürfe können durch Einschaltung von Schwind- oder Arbeitsfugen und bei Verwendung magerer Mischungen rißfrei erhalten bleiben.

Bevor auf einige charakteristische Rißbeispiele aus dem Eisenbeton eingegangen wird, sollen die zum besseren Verständnis notwendigen Versuchsergebnisse aus den Schwindversuchen des österreichischen Eisenbetonausschusses und von SCHÜLE vorausgeschickt werden.¹

Vor allem: Jeder unsymmetrisch oder einseitig bewehrte Balken *wirft* sich infolge des Schwindens des Betons. Der Krümmungsmittelpunkt liegt auf der Seite der schwächeren Bewehrung. Der Wurfungspfeil ist ziemlich bedeutend. SCHÜLE hat bei seinen 294 m langen, einseitig bewehrten Balken bei 2,84 m freier Länge folgende Pfeile nach einem halben Jahre festgestellt:

Bei Lagerung an trockener Luft zwischen 2,4 bis 4,9 mm, bei freier Luftlagerung zwischen 1,68 bis 3,04 mm, wobei das Verhältnis von Pfeilhöhe und Stützweite in den Grenzen von $\frac{1}{1600}$ bis $\frac{1}{580}$ schwankt und die größeren Werte der stärkeren Bewehrung entsprechen.

Die österreichischen Versuche ergaben ähnlich große Werte. Eine Umrechnung auf eine ungleichmäßige Durchwärmung lieferte bei den letztgenannten Versuchen, je nach dem Alter und der Bewehrung, einen dem Wurfungspfeil gleichzuwertenden Wärmeunterschied von etwa 14° nach 4 Wochen bis etwa 64° nach 12 Monaten bei flüssig angemachtem Beton, bei weichem Beton etwa 4° bis 56°. Bei den SCHÜLESchen Versuchen wurden nach 6 Monaten je nach Bewehrung und Lagerung Wärmeunterschiede von 21° bis 72° errechnet.

Die von mir aus den Versuchen bestimmte Zahl $n = \frac{Ee}{Eb}$ liegt sehr hoch, im Mittel etwa bei 40, welchen Wert auch SALIGER unabhängig von mir gefunden hat. Wie man sieht, tragen selbst die neuesten Eisenbetonvorschriften diesen Tatsachen in keiner Weise Rechnung. Sie schreiben einfach vor, daß unabhängig von der Art der Bewehrung und dem Mischungsverhältnis mit einem gleichmäßigen Temperaturabfall von 15° und mit $n = 10$ zu rechnen ist.

Die Vorschrift diktiert daher in vielen Fällen unrichtige Konstruktionen und deren Anwendung verschleiert das Bild des Kräftespiels. Z. B. fällt der einerseits fest eingespannte, andererseits freibewegliche Träger nicht unter die Vorschrift. Da er sich jedoch bei unsymmetrischer Bewehrung wirft, entstehen an der Einspannstelle zusätzliche Einspannungsmomente, die zumindest eine Verlängerung, fallweise sogar eine Vermehrung der Eisenbewehrung erfordern. Hingegen erfahren

¹ Ing. L. HERZKA: „Schwindspannungen aus Trägern in Eisenbeton“. ALFRED KRÖNER Verlag Leipzig, 1925.

die Feldmomente eine Entlastung. Unzureichende Deckung der Momente führt daher zur Auslösung von Schwindrissen, die dann als Biegungszugrisse nächst der durch Eisen nicht genügend gedeckten Stelle einsetzen.

Man erkennt an diesem einfachsten Beispiel, daß die Vorschrift zur Deutung dieser Risse keinerlei Handhabe liefert.

Noch eindringlicher mahnt folgendes Beispiel zu einer Revision der Vorschriften: Ein für vertikale Lasten berechneter Zweigelenrahmen mit horizontalem Riegel stehe unter Schwindeinfluß. Die stärkere Bewehrung des Riegels liegt demnach auf der Innenseite. *Nach Freimachung des Systems durch Beseitigung eines Fußgelenkes streben die Rahmenfüße infolge Werfens des Riegels auseinander, wogegen sie durch die Vorschrift unbedingt verurteilt sind, sich zu nähern.* Der Horizontalschub wirkt gemäß der Vorschrift nach außen, in Wirklichkeit nach innen.

Die Anwendung der Schwindvorschriften bedingt daher eine Vergrößerung der Riegelzugspannungen und möglicherweise eine zusätzliche Eisenbewehrung an der Riegelzugseite, wogegen die negativen Eckmomente aus Belastung und Eigengewicht eine Verminderung erfahren; *das richtige Erfassen des Schwindproblems kehrt das Spannungsbild völlig um.* Die primären, also die im statisch bestimmten System auftretenden Betonschwindspannungen im Riegel werden durch die als Folge des nach innen wirkenden Horizontalschubes hinzutretenden, nunmehr entgegengesetzt wirkenden sekundären Schwindspannungen (diese Bezeichnung rührt von HABERKALT her), deren Größe uns aber nicht interessiert, vermindert; es tritt eine Art *Spannungsausgleich*, eine *Selbstheilung* ein. Die Eckmomente erfahren hingegen eine Erhöhung und erfordern zumindest die Vorkehrung einer *schwindgemäßen* Anordnung von *Eiseneinlagen*. Je empfindlicher nun das Tragwerk auf die gültigen Schwindvorschriften reagiert und je gründlicher diesen entsprochen wird, desto sicherer ist mit dem Auftreten von Schwindrissen zu rechnen; denn jede durch die Vorschrift diktierte Vermehrung der Riegelzugeisen wirkt in gleichem Sinne vermehrend auf den Werfungspfeil und den diesem zugeordneten, nach innen wirkenden Horizontalschub und schließlich auf die Vergrößerung der Eckmomente, für deren Deckung durch Eiseneinlagen eine theoretische Voraussetzung *nicht* besteht.

Hingegen führt die Berücksichtigung der durch das Schwinden erzeugten Formänderungen zu einer Entlastung des Tragwerkes und könnte man sogar den gefürchteten Schwindvorgang als erwünschtes Entlastungsmoment ansprechen.

Einen beweiskräftigen Beleg liefert folgender der Praxis entnommene Fall: Bei einer eingeschobigen, zweischiffigen Eisenbetonhalle wiesen die mit Anlauf ausgebildeten Riegel kurze Zeit nach Fertigstellung nächst dem Anlaufbeginn (Momentennullpunkt) *von oben nach unten sich verjüngende*, fast senkrecht zur Trägerachse verlaufende Risse auf. Die Rißstellen lagen ausnahmslos zu beiden Seiten des mittleren Ständers. — Die Rißursache war festzustellen. Die statische Untersuchung ergab, daß die Belastung (Eigenlast und Schnee) allein das Auftreten der Risse trotz bestehender Mängel (zu geringe Übergriffänge der für die Aufnahme der negativen Stützmomente erforderlichen Eisen) nicht zu rechtfertigen vermochte. Hingegen lieferte die Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Durchwärmung, — entsprechend dem bei der vorhandenen Riegelbewehrung wahrscheinlichen Werfungspfeil als Folge des Schwindens des Betons — ausreichenden Anhalt für das Entstehen von Rissen, dies um so mehr, als die Riegelmitten auf ziemliche Längen nur einseitig bewehrt waren. — Im übrigen sei auch auf den, einen ähnlichen Fall behandelnden Artikel von TH. JANSSEN „Schwindrisse im Eisenbeton“, Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft Nr. 100, 1917, hingewiesen.

Aus vorstehenden Ausführungen lassen sich folgende Anregungen herauschälen:

I. Die an Bauwerken, gleichgültig aus welcher Ursache festgestellten Rißbilder wären zu sammeln und einer besonderen Stelle zur systematischen Sichtung und

wissenschaftlichen Verarbeitung zu übergeben, um die Ergebnisse als Grundlage für eine zu schaffende Bauschadendiagnostik verwerten zu können; in diesem Sinne würde ein solches Material eine wertvolle Ergänzung für die aus Messungen an Bauwerken abgeleiteten Ergebnisse bilden.

II. Die Bestimmungen der bestehenden Vorschriften über die Berücksichtigung des Schwindens müssen ehestens abgeändert werden, da sie nur in vereinzelten Fällen ihrem Zweck entsprechen. Die erforderlichen Versuche zur brauchbaren Neufassung der Bestimmungen sind ehestens durchzuführen.

Anregungen über die Anordnung dieser Versuche sind bereits in meinem Buche enthalten.

* * *

In der Aussprache, an der sich unter anderen die Prof. LOLEIT (Moskau) und MÖRSCH beteiligten, bestritt letzterer die Notwendigkeit, die Größe der durch das Schwinden hervorgerufenen Verformung des Verbundträgers, namentlich wegen der zu beachtenden Wirkung des Trägereinlaufes (Voute) rechnerisch zu berücksichtigen.

Demgegenüber konnte der Vortragende in seinem Schlußworte auf die Ergebnisse der im Sinne der von ihm gemachten Vorschläge durchgerechneten Beispiele hinweisen, die ganz ausgeprägt den bedeutenden Einfluß des Werfungs Pfeiles auf die statisch unbestimmten Größen erkennen lassen.

Dr. Ing. HERMANN CRAEMER, Hochbauamt, Frankfurt a. M.:

Spannungen in hohen, wandartigen Trägern unter besonderer Berücksichtigung des Eisenbeton-Bunkerbaues

Die Monolithät des Eisenbetons ist schon zu verschiedenen Malen Wegweiser gewesen bei der Einführung neuer Konstruktionselemente, so beim Plattenbalken, beim Rahmenbau und zuletzt bei der Ausbildung der Schalendächer (s. Vortrag FINSTERWALDER auf der Tagung des Deutschen Betonvereins 1928). Die statische Wirkungsweise dieser Konstruktionselemente besteht, ohne daß wir darum zu wissen brauchen, so z. B. gab es von jeher zahlreiche Dachkonstruktionen mit Schalenwirkung; eine systematische Anwendung und dadurch wirtschaftliche Vorteile aber sind erst möglich durch klare Erkenntnis ihrer Eigenart. Ähnliche Verhältnisse begegnen uns im Bunkerbau.

Die Abb. 1b und 2b zeigen die wohl häufigste Ausbildung von Großraumbunkern; die am unteren Rand der Längswand befindlichen Balken werden dabei für die anteilige Bodenlast, Wandreibung, Wandgewicht usw. auf Biegung berechnet. Die hiezu gehörige *Einsenkung des Balkens kann aber nicht erfolgen, da die Wand ihn daran hindert*. Zieht man hieraus die Konsequenz, den Balken fortzulassen und nach Abb. 1a die Wand als Träger heranzuziehen, so erhebt sich die Frage nach den Spannungen. Bei der im Vergleich zur Höhe kleinen Spannweite ist die Lehre von NAVIER nicht mehr brauchbar, da nämlich die Differential-Bausteine nach der Formänderung nicht mehr ineinanderpassen.

Bei Trägern über mehrere Stützen entstehen bekanntlich die größten Biegespannungen bei Belastung abwechselnd mit g , $g + p$, g , $g + p$ usw. oder, was auf dasselbe herauskommt, mit einer durchgehenden Last $g + p/2$ und einer Wechselbelastung $+ p/2$, $- p/2$, $+ p/2$ usw. Der letztere Fall soll hier näher betrachtet werden. Die Stützendrucke sind für diese Belastung Null, das Gleichgewicht jeden Feldes wird durch die im Querschnitt über der Stütze wirkenden Schubspannungen hergestellt. Den Fall eines über seine ganze Länge gleichmäßig belasteten, durch Schub-