

# DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

5. Januar 1942

Heft 1/2

## DIE FROSTSCHIEBUNG IM BODEN UND DER NEUZEITLICHE STRASSENBAU.

Von Anton Schmid, Deggendorf.

DK 625.7/8 : 624.131.436.6

**Übersicht:** Zur Lösung der frostsicheren Straßenbaufrage ist in einer Betrachtung, die auf physikalische Tatsachen, Versuche und Beobachtungen in der Natur aufbaut, nachgewiesen, daß kolloidhaltige Böden unter dem Wechsel der Temperatur zu einem lebendigen Organismus werden.

Die Erscheinungen und Auswirkungen des Bodenfrostes sind heute im allgemeinen bekannt. Der Versuch, die Wirkungen des Frostes in empirischen Formeln festzuhalten, ist gescheitert. Man konnte also bisher dem Bodenfrostproblem wissenschaftlich nicht näher kommen und wird ihm auch nicht näher kommen, solange man dieses Problem nicht als das betrachtet, was es ist, nämlich als ein Problem der Wärme. Von diesem Gesichtspunkt ausgehend, hat der Verfasser die Versuchsergebnisse und Veröffentlichungen kritisch untersucht und ist dabei zu der Überzeugung gekommen, daß die Frostschiebung im Boden auf Arbeitsleistungen beruht, die ihre Ursache in Veränderungen der Gleichgewichtslage der Moleküle der Bodensubstanz und in Wasserbewegungen unter dem Wechsel der Bodentemperatur haben.

Klar ist, daß bei Eisbildung in den vom Frost betroffenen Bodenteilen ein ständiger Temperaturwechsel stattfindet. Denn bekanntlich wird Wasser nicht bei  $\pm 0^\circ\text{C}$  zu Eis, sondern Eis bildet sich erst im unterkühlten Wasser nach Eintritt von Erschütterungen, und zwar mit einer konstanten Anfangstemperatur von  $0^\circ\text{C}$ , wobei durch die Abgabe der Schmelzwärme aus dem Wasser Erwärmung und Aufhebung der Unterkühlung eintritt. Durch den Wärmeentzug und die Eisbildung entsteht also eine ständige Temperaturschwankung zwischen dem Grade der Unterkühlung und der Anfangstemperatur des Eises. Sind nun in der Bodensubstanz Bodenteile vorhanden, die beim Wechsel der Temperatur und unter dem Einfluß von Wasser ihren Raum stark zu ändern vermögen, so entstehen in diesen durch ständige Raumänderungen Vorgänge, die mit der Arbeit eines Herzens verglichen werden können. Solche Bodenteile sind die Bodenkolloide.

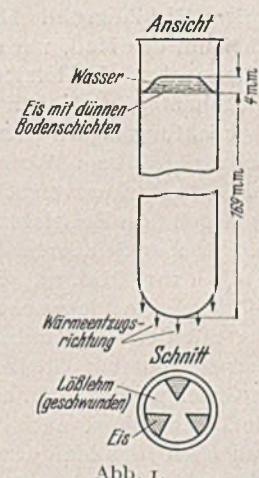
Die Bodenkolloide bilden also im Bodenorganismus das Herz und halten den Boden an der Frostgrenze in ständiger Auf- und Abwärtsbewegung, wenn ihnen die zum Quellen notwendige Wassermenge zur Verfügung steht. Ein starkes Schwinden der Kolloide tritt, vorausgesetzt, daß Eisbildung erfolgt, auf alle Fälle ein, und zwar einerseits durch Wärmeentzug und andererseits durch Wasserentzug bei Eisbildung. Das Quellen der Kolloide nach dem Wasserentzug durch die Eisbildung kann jedoch eine starke Behinderung erfahren, wenn im Boden ein Vakuum entsteht, das den Kolloiden die zum Quellen notwendige Wasseraufnahme erschwert. Es muß also, damit die Kolloide bei Frost in demselben Maße quellen können, wie sie durch den Wasserentzug schwinden, ein weiterer Vorgang im Boden eintreten, bei dem eine Mehrung des Bodengasraumes erfolgt, damit die Bildung eines Vakuums ausgeschaltet wird. Nun ist aber bekannt, daß das Wasser bei Benetzung des Bodens, also unter dem Vorgang der Adsorption<sup>1</sup>, absorbierte Gase abgibt. Daraus ist klar, daß bei Verstärkung des Adsorptionsdruckes, wie dies bei Wärmeentzug der Fall ist, das Bodenwasser absorbierte Gase ausstößt und diese Gase durch Mehrung ihres Raumes im Boden zur Wasserverdrängung führen. Dieser Vorgang ist aber insbesondere darum noch von besonderer

Bedeutung, weil ohne ihn die Eisbildung in dem durch Adsorption gebundenen Bodenwasser nicht möglich wäre, denn die aus der Absorption tretenden Gasbläschen kommen im Bodenwasser unter starken Auftrieb, durchbrechen die unterkühlten Adsorptionswasserhüllen, erschüttern diese und schaffen dadurch erst die Bedingungen für den Kristallisationsvorgang im Bodenwasser.

Die Frostschiebung im Boden ist somit an Bedingungen gebunden, die bei der Untersuchung dieses Problems bis heute keine Beachtung gefunden haben und die im folgenden näher begründet werden.

### Kennzeichen der Frostschiebung.

Frostschiebend nennen wir einen Boden, wenn in ihm unter dem Einfluß des Wärmeentzugs Eis in Nadeln, Schichten oder Linsen in besonderen Räumen zur Ausscheidung kommt und dabei im Boden eine Raummehrung eintritt, die weit über das Maß der Ausdehnung, die durch die Raummehrung des zu Eis gewordenen Wassers bedingt ist, hinausgeht. Für die Betrachtung wichtig ist, daß diese Erscheinung auch bei Versuchen im Laboratorium auftritt, und zwar auch dann, wenn dem Versuchsobjekt kein Fremdwasser zugeführt wird. Eis- und Bodenschichten von unterschiedlicher Stärke wechseln gegenseitig ab, und wenn alle Vorbedingungen für eine gute Frostschiebung gegeben sind, liegen alle Eisschichten ohne Ausnahme senkrecht zur Wärmeausstrahlungsrichtung, und es ist die gesamte Raummehrung, etwa gleich der Summe der neu entstandenen Räume (Eisschichten), in die sich das Eis eingelagert hat. Die zwischen den Eisschichten liegenden Bodenschichten besitzen offene, luftgefüllte Poren und nur mehr eine bestimmte Wassermenge, deren Größe von der Wasserkapazität des Bodens und von der Intensität des Frostes abhängig ist.



<sup>1</sup> Unter Adsorption wird vom Verfasser die Bindung von flüssigen und gasförmigen Stoffen durch feste Stoffe und unter Absorption die Bindung von Gasen in Flüssigkeiten verstanden.

Da nun die Raummehrung bei Frostschiebung um ein bedeutendes größer ist als die Raummehrung des Wassers beim Übergang zu Eis, so muß im Boden unter dem Wärmeentzug gebundene Luft frei werden und seinen Raum mehren, um den Raum ausfüllen zu können, den das zur Eisbildung in die neu gebildeten Räume abgewanderte Wasser verlassen hat. Ist solche Luft nicht vorhanden, so bleibt die Frostschiebung aus, wie folgender, vom Verfasser ausgeführte und in der Abbildung veranschaulichte Versuch besagt. Die bei diesem Versuch parallel zur Wand des Reagenzglases entstandenen Eissäulen (vgl. Schnitt in Abb. 1) hätten unbedingt das Reagenzglas zersprengen müssen, wenn in diesem Falle das Schwindmaß des Bodens nicht größer als das Ausdehnungsmaß des Wassers beim Übergang zu Eis gewesen wäre. Die Bodenprobe bestand aus Lößlehm, der einem trockenen Hang im gefrorenen Zustande entnommen, mit heißem abgekochtem Wasser aufgetaut, im breiigen Zustande in das Reagenzglas eingebracht und erneut dem Frost in der Weise ausgesetzt wurde, daß der Frost in der Richtung von unten nach oben vordringen mußte. Durch das Auftauen des trockenen, gefrorenen Bodens

mit abgekochtem, heißem, luftfreiem Wasser wurde eine weitgehende Entlüftung der Bodenprobe erreicht und dadurch das skizzierte Ergebnis erzielt. Die auf die Bodenprobe aufgebrachte Wasserschicht hatte im gefrorenen Zustand annähernd die Form eines flachen Kegeltumpfes, einem Hute ähnlich, angenommen. In diesem Eishut selbst hatten sich einige sehr dünne Bodenschichten mit eingeschoben. Zur Bewirkung dieser Einlagerung wurde Wasser mit größerem Luftgehalt verbraucht. Solches Wasser war aber nur über der Bodenprobe vorhanden. Durch teilweisen Verbrauch dieses Wassers ist die Hutform des Eises entstanden.

Bereits W o l l n y hat nachgewiesen, daß der Luft im Boden beim Vorgang der Frostschiebung eine besondere Bedeutung zukommt. Beim öfteren Gefrieren und Tauen eines Bodens hat sich gezeigt, daß trotz Wasserverlust durch Verdunstung mit dem öfteren Tauen und Gefrieren die Frosthebung zunahm und einen bestimmten Höchstwert erreichte, nach dessen Überschreitung mit zunehmendem Wasserverlust die Hebungen abnahmen und schließlich ganz ausblieben<sup>2</sup>.

#### Die Frostschiebung beruht auf Pulsionen.

Wer einmal einen Blick auf eine im Betrieb stehende Meßuhr, wie sie bei Frostversuchen im Laboratorium Verwendung findet, getan hat, dem wird aufgefallen sein, daß der Zeiger dieser Uhr in ständiger Vibration ist. Dies ist ein Zeichen dafür, daß im Boden beim Vorhandensein frostschiebender Kräfte Stöße auftreten und der Boden in ständiger Auf- und Abwärtsbewegung ist. Ist dabei die Summe der Hebungshöhen größer als die Summe der Senkungstiefen, so ist Frostschiebung vorhanden; wenn aber die Summe der beiden Bewegungen gleich groß ist, so bleiben trotz stetiger Eisbildung die Hebungen aus, und der Boden schwindet dabei um das Maß, um das das zu Eis werdende Wasser seinen Raum mehrt. Im letzteren Falle ist die Lage der Eisschichten unregelmäßig, und auch Eisbänder parallel zur Wärmeausstrahlungsrichtung lagern sich ein, ein Zeichen dafür, daß der Boden auch senkrecht zur Wärmeausstrahlungsrichtung geschwunden ist. Bei Laboratoriumsversuchen mit sehr feinen Tonen ist dieser Fall die Regel. Ein Beispiel hierfür finden wir in „Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau“ Schriftenreihe 3 der „Straße“ Berlin, 1936, S. 101, Abb. 13. Bei dem dort geschilderten Versuch war anfänglich eine schwache Frostschiebung vorhanden, diese nahm aber mit der Frosteindringtiefe mehr und mehr ab und bei einer bestimmten Grenze war Hebung und Senkung zueinander im Gleichgewicht, d. h. das Schwundmaß des Bodens ist mit dem allmählichen Verbrauch der Luft immer größer geworden und hat schließlich das Maß erreicht, das der Raummehrung des zu Eis werdenden Wassers entsprach. Daß bei Versuchsbeginn größere Luftmengen im Bodenwasser gebunden waren, wird durch das starke lufthaltige Eis unter der Paraffindecke bestätigt. Der Frostversuch wurde unbeendet abgebrochen. Zu den Folgerungen aus diesem Versuch sei nur noch bemerkt, daß die Anfangstemperatur des Eises eine konstante Größe ist und wie diese auch der Kristallisationsdruck des Eises konstant ist. Welche Vorgänge den Wassergehalt der Bodenschichten bestimmen, sehen wir weiter unten.

#### Veränderung der Gleichgewichtslage der Moleküle im Stoff ist gleich Wärme und diese gleich Arbeit.

Die Veränderung einer bestimmten Gleichgewichtslage der Moleküle, die bei festen und flüssigen Stoffen durch Bewegung der Moleküle in einem gewissen Abstand untereinander und bei gasförmigen Stoffen durch Geschwindigkeit der Moleküle aufrecht erhalten wird, nennen wir Wärme. Änderungen in der Gleichgewichtslage der Moleküle der Stoffe treten also ein, wenn die Temperatur der Stoffe verändert wird; sie treten aber auch dann ein, wenn Stoffe untereinander in physikalische Reaktion treten, weil bei allen physikalischen Vorgängen Wärme frei oder verbraucht

wird. Die physikalische Bindung zweier Stoffe untereinander dürfte also darin beruhen, daß die Molekularkräfte der sich bindenden Stoffe an der Bindungsfläche zueinander ins Gleichgewicht treten, also die unterschiedlichen Kräfte der Moleküle es sind, die bei Bindungen die Gleichgewichtslage der Moleküle ändern und zu Temperaturveränderungen führen. Die Molekularkräfte der Stoffe haben, wie die Bildung der Kugelform von Flüssigkeiten im freien Raum besagt, das Bestreben, alle Kraftunterschiede aufzuheben und Beharrungszustand in der Gleichgewichtslage der Moleküle herzustellen, sofern nicht besondere Umstände dies verhindern. Vollkommener Beharrungszustand in der Gleichgewichtslage der Moleküle ist jedoch in keiner Masse vorhanden, am wenigsten aber an ihrer Oberfläche, da dort nie eine vollkommene Absättigung der Kräfte stattfinden kann. Je größer die Masse ist, umso beharrlicher ist die Gleichgewichtslage der Moleküle, insbesondere, wenn die Masse Kugelform besitzt, da bei dieser Form das Verhältnis Masse geteilt durch Oberfläche den relativ größten Wert ergibt. Vom Flüssigkeitstropfen im freien Raum wissen wir, daß der größere Tropfen geringeren Dampfdruck als der kleinere Tropfen besitzt, also die Gleichgewichtslage der Moleküle im größeren Tropfen und damit in der größeren Masse eine bessere ist als in der kleineren Masse. Unterschiede in der Gleichgewichtslage der Moleküle sind aber Voraussetzung für eine physikalische Arbeitsleistung, einerlei, ob die verschiedenartige Gleichgewichtslage der Moleküle durch Unterschiede in der Masse oder durch artverschiedene Stoffe bedingt ist. Im allgemeinen erscheinen uns die auf diese Art auftretenden Arbeitsleistungen als Anziehung. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet bedeutet: Kohäsion = gewisser Beharrungszustand in der Gleichgewichtslage der Moleküle; Oberflächenspannung = Bestreben der Moleküle die bestmögliche Gleichgewichtslage durch Bildung der Kugelform, in der das Verhältnis Masse zu Oberfläche den größten Wert ergibt, herbeizuführen; Gravitation = Arbeitsleistung zwischen den Gleichgewichtszuständen der Moleküle verschieden großer Massen; Adsorption, Adhäsion und dergl. = Herstellung eines gewissen Gleichgewichtszustandes der Moleküle an der Berührungsfläche zwischen artverschiedenen Stoffen. Alle physikalischen Vorgänge, die wir als Anziehung betrachten, haben demnach ein und dieselbe Ursache. Jedenfalls ergibt sich bei Verfolgung des Gesagten, daß manche Erscheinungen, für die bisher keine Erklärung gefunden wurde, verständlich werden, ohne mit den bisherigen Versuchsergebnissen dabei in Widerspruch zu geraten. So ergibt sich unter diesen Gesichtspunkten, daß Kapillarität und Osmose zwei zueinander analoge Kräfte sind, die sich gegenseitig bedingen, und daß das Quellen der Kolloide auf aktiver Osmose beruht und anderes mehr.

Setzen wir nun an Stelle des Begriffes Gleichgewichtslage der Moleküle den Begriff Molekularenergie, so können wir sagen, daß überall dort, wo verschieden große Molekularenergien untereinander in Fühlung treten oder ein Molekularenergiegefälle vorhanden ist, die Bedingungen für eine Arbeitsleistung gegeben sind. Da aber eine Veränderung der Gleichgewichtslage der Moleküle Wärme bedeutet, so ist klar, daß mit der Änderung der Temperatur und mit dem Eintritt von Wärmegefälle ein Molekularenergiegefälle und damit im flüssigen Stoff ein Dampfdruckgefälle entsteht und alle Vorbedingungen für physikalische Arbeitsleistungen gegeben sind.

#### Der Wasserhaushalt der Bodenkolloide<sup>3</sup>.

Unter Kolloiden verstehen wir sehr kleine Stoffkörperchen, die bei Benetzung quellen. Das Quellen beruht auf der Adsorption von Flüssigkeiten, bei der in Kolloiden osmotische Kräfte aktiv zur Wirkung kommen. Die Osmose selbst ist ein der Kapillarität ähnlicher und zwar zur Kapillarität analoger Vorgang, durch den ein Teil des Kapillarwassers in den Stoff eindringt und diesen zum Quellen bringt. Im Nachstehenden wird versucht, von der Erscheinung der Kapillarität ausgehend für die osmotische Wirkung im Kolloid eine Erklärung zu geben.

<sup>2</sup> F. Giesecke, „Das Verhalten des Bodens gegen Luft“ im Handbuch der Bodenlehre von B l a n k, VI. Band: „Die physikalische Beschaffenheit des Bodens“, Berlin 1930 S. 276.

<sup>3</sup> Vgl. „Kapillarität und Osmose“, Der Kulturtechniker (1939) S. 264.

Kapillares Hochsteigen einer Flüssigkeit in einem Röhrchen vermag nur dann einzutreten, wenn die Flüssigkeit zum Röhrchenstoff einen konkaven Meniskus bildet und auch erst dann, wenn das Röhrchen so eng ist, daß der Meniskus sich nicht mehr voll entwickeln kann. In dem vollentwickelten konkaven Meniskus einer Flüssigkeit ist durch die Kräfte der Moleküle des festen und flüssigen Stoffes eine Arbeit geleistet, bei der eine Minderung der Molekularenergien in der Flüssigkeit von der Benetzungsfläche ausgehend eingetreten ist. Denn es ist bekannt, daß der Dampfdruck in einer Flüssigkeit mit konkaver Oberfläche geringer ist als bei konvexer Oberfläche bei gleichem Radius. Aus dieser Tatsache und der Tatsache, daß die festen Stoffe im allgemeinen geringere Molekularenergien besitzen als die flüssigen Stoffe und außerdem eine physikalische Bindung nur dann denkbar ist, wenn an der Bindungsfläche ein gewisser Gleichgewichtszustand zwischen den Molekularkräften der sich bindenden Stoffe eintritt, ergibt sich, daß nicht nur im flüssigen Stoff, sondern auch im festen Stoff Meniskusbildung eintritt. Im festen Stoff bildet sich also bei Benetzung von der Oberfläche ausgehend durch Erhöhung der Molekularenergien ein Meniskus, für dessen Bildung ein Teil der Wärme verbraucht wird, die bei der Bildung des Meniskus im flüssigen Stoff durch Verminderung der Molekularenergien frei wird. Wie nun der konkave Meniskus einer Flüssigkeit erst dann aktiv zur Wirkung kommt, wenn er in seiner Vollentwicklung behindert wird, so kommt auch der Meniskus im festen Stoff erst dann aktiv zur Wirkung, wenn das Stoffkorn so klein wird, daß der Meniskus in seiner Vollentwicklung behindert wird. Solche Stoffgrößen nennen wir Kolloide, und die Grenze des Kolloids liegt jeweils dort, wo die Spitzen des Meniskus im festen Stoff sich gegenseitig berühren und sich zu durchdringen beginnen. Dieser Vorgang ist es der zur Durchdringung der festen Stoffe durch Flüssigkeiten führt und den wir unter dem Begriff Osmose kennen. Kapillarität und Osmose sind also zwei analoge Vorgänge, die sich gegenseitig bedingen, und zwar nimmt die eine dieser Kräfte zu, wenn die andere abnimmt und umgekehrt. Dies besagt allerdings, daß die Kapillarität mit enger werdendem Röhrchen abnimmt und steht in Widerspruch zu der heutigen Anschauung, ist aber richtig, wenn man bedenkt, daß zwischen zwei Stoffen bei bestimmter Oberfläche nur bestimmte Arbeit geleistet werden kann und im vollausgebildeten konkaven Meniskus bei bestimmter Benetzungsfläche nicht nur die Gravitation und die Kohäsion überwunden, sondern auch die größte Wassermenge gebunden ist, die dann mit enger werdendem Röhrchen bei gleichbleibender Benetzungsfläche stärker abnimmt, als die Steighöhe zunimmt. Dies gilt, solange in einer Masse die Kapillarität dominierend ist und kehrt sich ins Gegenteil, wenn die Osmose dominierend wird. (Es entstehen dadurch unter bestimmten Voraussetzungen Wechselwirkungen, die sicher beim Wachstum der Pflanze von besonderer Bedeutung sind.)

Die Quellung der Bodenkolloide beruht, wie sich aus dem Vorausgegangenen ergibt, darauf, daß Wasser Wärme an den festen Stoff abgibt und diese im festen Stoff durch Erhöhung der Molekularenergien einen Wärmemeniskus bildet, der, wenn er sich nicht mehr voll entwickeln kann, zu Wärmestauungen im Innern des Kornes führt, durch die zwischen Korninnern und Kornoberfläche ein Wärmetal entsteht, zu dessen Auffüllung weitere Wärme notwendig ist, so daß Wasser zur stärkeren Bindung und Wärmeabgabe zum Eintritt in das Korn gezwungen wird. Je kleiner das Kolloid und je wärmer das Wasser ist, um so intensiver wird dieser Vorgang und der von innen nach außen entstehende osmotische Druck. Das Maß der Quellung nimmt also mit kleiner werdendem Korn genau so zu wie die kapillare Steighöhe mit enger werdendem Röhrchen. Kapillarwasser wird also, wenn die Osmose aktiv zur Wirkung kommt, zu osmotischem Wasser. Da dieses alles Vorgänge der Wärme sind, so führen Temperaturänderungen zur Veränderung des Wassergehalts im Kolloid, und zwar wird bei Wärmezufuhr Kapillarwasser zu osmotischem Wasser und bei Wärmeentzug osmotisches Wasser zu Kapillarwasser.

Dieser Vorgang ist in Böden mit Kolloidgehalt bei Frost von ganz besonderer Bedeutung, denn er ist die Ursache der Frost-

schiebung und bringt die Kraft hierfür auf. Da nun bei Wärmeentzug osmotisches Wasser aus dem Kolloid tritt und zu Kapillarwasser wird, so schwindet das Kolloid und bei einsetzendem Frost gefriert ein Teil der Kapillarwasserhülle ab und wird zu Eis. Die Menge des zu Eis werdenden Wassers ist wie der Grad der Schwindung der Kolloide vom Grade der Unterkühlung vor der Eisbildung abhängig. Je tiefer der Grad der Unterkühlung wird, um so mehr Kapillarwasser kommt zur Unterkühlung, und um so größer wird die zum Abgefrieren kommende Wassermenge und die Schwindung der Kolloide. Nachdem nun bei der Eisbildung eine Erhöhung der Temperatur auf  $0^{\circ}\text{C}$  eintritt und dadurch die Unterkühlung aufgehoben wird, so beginnen mit der Temperaturerhöhung die Kolloide um das Maß zu quellen, um das sie von  $0^{\circ}\text{C}$  bis zum Grade der Unterkühlung geschwunden sind und heben dadurch das über ihnen entstandene Eis in die Höhe, wenn ihnen das zur Quellung erforderliche Wasser zuzufließen vermag. Damit nun im Boden bei Frost kein Vakuum entsteht und in den Kolloiden, entsprechend der Schwindung vor der Eisbildung Quellung nach der Eisbildung einzutreten vermag, muß aus dem Bodenwasser Luft frei werden und im ungebundenen Zustand soviel Raum im Boden ausfüllen, als der Raum des Wassers beträgt, der von den Kolloiden zur Quellung benötigt wird. Wird aus dem Bodenwasser weniger Luft frei, so wird die Quellung geringer als die vorausgegangene Schwindung und eine zunehmende Schwindung des Bodens tritt mit jeder neuen Eisbildung ein. Je mehr nun durch den Frost Luft aus dem Bodenwasser verbraucht wird, um so stärker wird die Schwindung, und schließlich kann die Luft, wenn der Luftgehalt des Bodenwassers gering ist, soweit verbraucht werden, daß die Kolloide durch den Wärmeentzug nur mehr schwinden und Wasser abgeben, aber nicht mehr zu quellen vermögen, weil ihnen durch das entstehende Vakuum kein Wasser mehr zuzfließt. Die Raumminderung wird dann durch Schwindung der Kolloide größer als die Raummehrung des Wassers beim Übergang zu Eis auszumachen vermag. Eisschichten parallel zur Wärmeausstrahlungsrichtung treten auf, weil der Boden auch senkrecht zu dieser Richtung schwindet. Die Bodenporen selbst bleiben bis zu einem gewissen Grade wassergefüllt und erhalten den Boden plastisch.

Anders verhält sich der Frost im Boden, wenn die aus der Absorption tretende Luft mehr Raum einnimmt als der Raum ausmacht, den das Wasser verläßt. In diesem Fall tritt auch zwischen das Eis Luft, und es entstehen Eisnadeln, die nicht selten eine Länge von 10 cm und mehr erreichen. (Der Verfasser hat gelegentlich einer Schürfung bei Frost einmal beobachtet, wie in einem Zeitraum von etwa einer halben Stunde Eisnadeln von etwa 2 mm Länge aus dem Boden wuchsen). In Böden, deren Wasser viel absorbierte Gase enthält, vermag unter verhältnismäßig wenig Wasserverbrauch durch den Frost große Raummehrung bei starker Austrocknung des Bodens zwischen den Eisschichten einzutreten.

Bei guter Frostschiebung werden die Bodenporen wasserfrei, und die Bodenkrümel trocknen bis zu einem bestimmten Grade aus. Dadurch werden an der Bodenkornoberfläche Adsorptionskräfte für die Bindung von Luft frei, so daß während der Frostzeit noch zusätzliche Luft aus der Atmosphäre durch den Boden zur Bindung kommt, wenn solche Zutritt finden kann. Diese vom Boden während der Frostzeit zusätzlich aufgenommene Luft wird bei Tauung des Bodens wieder frei und führt, wenn das Tauwasser sie nicht zu absorbieren vermag und zudem das Wasser ihr den freien Austritt in die Atmosphäre verwehrt, zu Blähungen des Bodens. Ist der Luftgehalt des Bodens groß und der Wassergehalt des getauten Bodens verhältnismäßig gering, so schiebt entsprechend dem Tauungsfortschritt die freiwerdende überschüssige Luft bei ihrem Austritt in die Atmosphäre einen Teil des Bodenwassers ohne Blähungserscheinungen vor sich her, und wasserumschlossene Luftblasen treten platzend in die Atmosphäre aus. Ein besonders schönes Beispiel, wie dieser Luftüberschuß zu Tauniederschlag an der Austrittsstelle führt, ist von Keil veröffentlicht<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Keil: „Ergebnisse an einer Frostversuchsstrecke der Reichsautobahn unter Verkehrsbeanspruchung“. Bauingenieur 21 (1940), insbes. S. 55—57.

Den Keil'schen Darlegungen vermag jedoch Verfasser nicht zu folgen. In dem Straßenkörper war durch die Isolierung vor dem Frost bereits weitgehende Austrocknung eingetreten; diese hat dann zur Luftanreicherung im Bodenwasser, dadurch zur besseren Frostschiebung und zu starker Luftüberreicherung des Bodens während der Frostperiode geführt, der dann bei Frostaufgang durch austretende Luft eine weitere Entfeuchtung des Bodens folgte. Dieser Vorgang setzt sich in der Folgezeit solange fort, bis der isolierte Straßenkörper vollkommen ausgetrocknet ist. Wäre, wie Keil meint, Wasser von oben eingedrungen, so hätte die über der wasserdichten Schicht angeordnete Drainage Wasser geführt, wovon jedoch nicht die Rede ist. Im übrigen weiß der Verfasser aus Erfahrung, daß bei auf solche Weise ausgeführten Straßenkörpern durch den Frost keine Überschreitung der Wasserkapazität des Bodens eintritt. Zwar ist Keil der ungewöhnlich langsame Rückgang der Frosthebungen und das Verhalten der Frosthebungen in der zweiten Frostperiode aufgefallen. Dieses Verhalten der Straße gründet sich auf folgende Vorgänge: Das Bodenwasser verlagert sich immer gegen die Seite der niedrigeren Temperatur des Bodens, also im Winter gegen die Straßenoberfläche, im Sommer gegen den Straßenuntergrund. Da nun durch die Isolierung der Feuchtigkeitsschub aus dem Untergrund unterbunden ist, tritt bei der Verlagerung der Feuchtigkeit im Winter von unten nach oben eine Austrocknung des Untergrundes ein, ohne daß dort eine besondere Schwindung erfolgt. Die nach oben verlagerte Feuchtigkeit hatte bereits ihr Höchstmaß an Luftgehalt erreicht und wurde schon in der ersten Frostperiode verbraucht, so daß der zweiten Frostperiode weder mehr Wasser noch mehr Luft zur Verfügung stand. Die Frostschiebung konnte dadurch in der zweiten Frostperiode nicht größer als in der ersten werden. Beim Tauen hat nun der Boden das Tauwasser unter Quellung aufgenommen und mit der langsamen Erwärmung des Bodens unter allmählicher Schwindung an die unteren Bodenschichten wieder abgegeben. Nur dadurch war es möglich, daß der Zurückgang der Hebung einen Monat in Anspruch nahm. Ein weiteres Beispiel, wie mit dem öfteren Gefrieren und Tauen des Bodens die Frostschiebung infolge der Erhöhung des Luftgehalts zunimmt, finden wir veranschaulicht in „Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau“, Abb. 8, S. 36, Schriftenreihe 3 der „Straße“, Berlin 1936.

#### Zusammenfassung von Ursache und Wirkung bei der Frosthebung.

Unter Anwendung des im vorausgegangenen Gesagten ergibt sich für die Frostschiebung im Boden das geschlossene Bild einer Wirkungsreihe, die im wesentlichen mit den Arbeitsvorgängen eines Motors verglichen werden kann. Man kann diese Wirkungsreihe in drei Arbeitsgänge aufteilen.

##### 1. Arbeitsgang (Zufluß von Wasser).

Mit dem Entzug von Wärme beginnen im Bodenkorn und im Bodenwasser sich die Molekularenergien zu verringern, und zwar im Bodenkorn wegen seiner geringeren Wärmekapazität stärker als im Wasser. Die Dampfdrücke im Bodenwasser nehmen ab, osmotisches Wasser wird zu Kapillarwasser, und die Kolloide schwinden. Da nun mit der Wärmeausstrahlung in der Richtung des Wärmeentzuges ein Wärmegefälle entsteht, so entwickelt sich im Boden entsprechend diesem von Bodenkorn zu Bodenkorn und von Bodenwasserhülle zu Bodenwasserhülle ein Molekularenergie- bzw. Dampfdruckgefälle, das die Fließrichtung des Bodenwassers für die Verstärkung der Kapillarwasserhüllen und für den Nachschub von Wasser bei Entzug von solchem durch die Eisbildung bestimmt. Die dadurch eintretende Feuchtigkeitsverlagerung im Boden kann nur dann ohne Schwindung des Bodens in der Richtung des Wärmeentzuges erfolgen, wenn im Boden kein Vakuum entsteht, also stets soviel Luft zufließt als Wasser aus den Wasserfäden, die die Bodenkörner senkrecht zur Wärmeentzugsrichtung verbinden, nach oben abwandert. Der Wassernachschub hört auf, wenn die Wasserfäden unterbrochen werden, die die Bodenkörner in der Wärmeentzugsrichtung verbinden.

##### 2. Arbeitsgang (Erschütterung und Eisbildung).

Mit der Minderung der Molekularenergien im Bodenkorn, die infolge geringer Wärmekapazität des Bodenkornes stärker als im Bodenwasser ist, tritt eine stärkere Bindung des Wassers von der Bodenkornoberfläche aus beginnend ein, und Wärme aus dem Wasser wird frei. Die im Bodenwasser absorbierten Gase vermögen aber nicht Wärme aus dem Wasser aufzunehmen und zugleich ihre Energien zu vermindern und denen des Wassers anzupassen, sondern sie erhöhen ihre Energien, lösen sich dadurch aus der Absorption und durchbrechen unter starkem Auftrieb die Kapillarwasserhülle. Durchbricht ein auf diese Weise zum Ausstoß kommendes Gasbläschen eine unterkühlte Kapillarwasserhülle, so tritt in dieser durch die eingetretene Erschütterung Kristallbildung ein, und ein Teil dieser Kapillarwasserhülle wird plötzlich zu Eis. Da nun dieser Vorgang durch den Wärmeentzug ausgelöst wird, so kommt er stets dort zur Wirkung, wo die beste Wärmeleitfähigkeit im Boden vorhanden ist, das ist in der Mittelachse der Bodenkrümel, die parallel zur Wärmeausstrahlungsrichtung verläuft. Auf diese Weise wird, wenn nicht besondere Umstände vorliegen, vom Bodenfrost stets der Wasserfaden betroffen, der die Bodenkrümel in der Richtung der Wärmeausstrahlung verbindet. (Bessere Wärmeleiter als die Bodenkrümel sind größere Steine und dergl.; sie vermögen also die Wärmeentzugsrichtung im Boden umzubiegen). Der vom Frost betroffene Wasserfaden bildet nun eine Eissäule, die ihren Raum an Ort und Stelle gemehrt hat. Da es dem Eis aber selbst nicht möglich ist, sich vom Bodenkorn, an das es angefroren ist, wegzubewegen und für sein Wachstum Wasser zwischen sich und das Bodenkorn einzusaugen, muß ein Bewegungsvorgang eintreten, durch den dem Eis Wasser für sein weiteres Wachsen zugeführt wird.

##### 3. Arbeitsgang (Eisschiebung).

Durch die Eisbildung hat das Bodenkorn je nach dem Grade der Unterkühlung eine bestimmte Wassermenge verloren, und sein Wassergehalt ist weit unter das Maß seiner Wasserkapazität herabgesunken. Der stark verminderte Dampfdruck in der restlichen Wassermenge erhöht das Dampfdruckgefälle um ein bedeutendes Maß und verstärkt die Wasserbewegung gegen die Frostzone. Das gegen die Frostzone fließende Wasser wird nun von den Bodenkörnern aufgenommen, und die Bodenkolloide beginnen unter Verbrauch dieses Wassers und der bei der Eisbildung freigewordenen Schmelzwärme zu quellen. Dadurch stellt das Bodenkorn, wenn genügend Wasser zufließt, die ihm bei  $0^{\circ}\text{C}$  zustehende Wasserkapazität wieder her und hebt das Eis um das Maß in der Richtung des Wärmeentzuges an, um das es durch den Wärmeentzug bei der Eisbildung geschwunden war. Der Zustand, wie er vor der Unterkühlung und Eisbildung vorhanden war, ist nun im Bodenkorn wieder eingetreten, und das angehobene Eis liegt nun in einem Raum, der durch die Arbeit der Kolloide neu geschaffen wurde.

Diese drei Arbeitsgänge wiederholen sich an ein und derselben Stelle solange, als entsprechend dem Wärmeentzug das für das Quellen der Kolloide und für die Erzeugung der Luftstöße notwendige und geeignete Wasser aus den wärmeren Bodenschichten nachzufließen vermag. Ist dies nicht mehr der Fall, so setzt die Eisbildung an anderer, für die vorerwähnten Vorgänge geeigneter Stelle ein. Auf diese Weise entstehen entsprechend der Intensität des Wärmeentzuges verschieden starke Eisschichten, die bei geringerem Frost stärker als bei rasch eindringendem Frost werden. Die Kraft der Frosthebung ist dabei, wie sich aus dem Vorausgegangenen ergibt und wie auch Versuche beweisen, abhängig von dem Maße der Unterkühlung und selbstverständlich auch von der Summe der zur Quellung kommenden Kolloide. Denn je stärker die Unterkühlung ist, umso größer wird der entstehende Wärmeunterschied zwischen dem Grade der Unterkühlung und  $0^{\circ}\text{C}$  und umso größer auch die spezifisch zu Eis werdende Wassermenge und der Grad der Entfeuchtung der zwischen dem Eis liegenden Bodenschichten.

Besonders bemerkenswert und bis heute noch wenig beachtet ist die Tatsache, daß normalfeuchter, gut belüfteter Boden frost-

empfindlicher als nasser, schlecht belüfteter Boden ist und damit das Maß der Frosthebungen nicht als Maßstab für die Beurteilung der Frostwirkungen angewendet werden kann, insbesondere dann nicht, wenn es sich um die Beurteilung der Tragfähigkeit des getauten Frostbodens handelt.

So einfach die Vorgänge im Boden bei Frost zu erklären sind, so schwierig wird es sein, diese Vorgänge in brauchbaren wissenschaftlichen Formeln festzuhalten. Unmöglich ist es aber, den Grad der Frostschiebung eines Bodens durch Feststellung der Bodenkornzusammensetzung zu bestimmen, da schon das Vorhandensein eines einzigen Kolloids, wenn diesem entsprechend dem Wärmeentzug das notwendige und geeignete Wasser zufließt, Frostschiebung hervorzubringen vermag. Theoretisch vermag ein einziges Kolloid bei einem dem Wärmeentzug entsprechenden Wasserzufluß eine Eisnadel von unbegrenzter Länge zum Wachsen zu bringen.

#### Frostschiebung und neuzeitlicher Straßenbau.

**Allgemeines:** Im Vorausgegangenen haben wir gesehen, wie kolloidhaltige Böden, wenn im Bodenwasser Luft gebunden ist, Frostschiebung hervorbringen, welche Arbeitsleistung dabei den Bodenkolloiden zukommt, und welche Rolle die Luft im Boden bzw. im Bodenwasser spielt. In völlig luftfreien Böden vermag keine Eisbildung und auch keine Raummehrung einzutreten, im Gegenteil, solche Böden verringern ihren Raum mit zunehmender Abkühlung. Das Maß der Frostschiebung im Boden entspricht im allgemeinen dem Raum, den die aus dem Bodenwasser ausgetretene Luft im ungebundenen Zustand im Boden einnimmt, so daß das Maß der Frosthebung nur vom Luftgehalt des Bodens abhängerig ist. Zum mindesten muß also im Boden bei Frostschiebung soviel gebundene Luft frei werden und ihren Raum um soviel mehren, als der durch die Frostschiebung entstandene zusätzliche Raum beträgt.

Wird nun ein feuchter Boden mit reichlichem Luftgehalt vom Frost betroffen, so gibt der Boden Wasser an das Eis ab, ohne daß die Bodensubstanz wesentlich an Raum verliert. Die dabei in die Frostzone zur Abwanderung kommende Wassermenge entspringt dann der Raumgröße, als freigewordene Luft raummäßig in die unterhalb der Frostzone vorhandenen Bodenräume verdrängt wurde. Der Boden unterhalb der Frostzone trocknet dadurch mehr und mehr aus, wenn nicht luftarmes Fremdwasser unter Druck (Grundwasser) zufließt, das die überschüssige Luft wieder bindet und dadurch die Frostschiebung in außerordentlichem Maße fördert. Daß in Böden mit großem Luftgehalt bei vorhandenem Grundwasser die Frostschiebung außerordentlich stark zur Wirkung kommt, ist selbstverständlich. Da aber das Maß der Frosthebung primär vom Luftgehalt des Bodens bzw. Bodenwassers und sekundär von der Wasserkapazität des Bodens bzw. vom Grundwasser abhängt, so müssen wir uns, es sei hier nochmals gesagt, von der bisherigen Gepflogenheit frei machen, die Wirkung einer Maßnahme nur nach dem Grade der Frostschiebung zu beurteilen, sondern wir müssen die Wirkung der einzelnen Maßnahmen, die zum Schutze gegen Frost getroffen werden, studieren und sie ihrer Wirkung entsprechend zur Anwendung bringen.

#### Die Straßendecke und der Frostschutz.

Für die Anwendung von Frostschutz sind die Straßendecken in zwei Arten zu unterscheiden und zwar in die plastische und starre Straßendecke. Die plastische Straßendecke ist gegen Frosthebungen weniger empfindlich als die starre Straßendecke, dafür ist erstere aber sehr empfindlich gegen Durchweichungen und Blähungen des Straßenuntergrundes. Die starre Straßendecke vermag Durchweichungen des Untergrundes im allgemeinen zu überbrücken, dafür ist sie aber gegen ungleiche Hebungen äußerst empfindlich und dagegen zu schützen. Für die plastische Straßendecke gilt es dagegen, die Durchweichung des Untergrundes und Blähungen des Untergrundes hintanzuhalten.

#### Die Frostschutzmaßnahmen.

##### a) Entwässerung des Straßenuntergrundes durch Tiefdränagen oder kapillarbrechende Schichten.

Die Straße selbst ist als Trockengebiet zu betrachten, denn die durch eine ordnungsgemäß ausgeführte Straßendecke eindringende Tagwassermenge ist geringer als die Wassermenge, die durch die Straßendecke verdunstet. Entwässerungsanlagen (Tiefdränagen), die unter Frosttiefe hinabreichen, vermögen wohl den Feuchtigkeitsgehalt des Straßenuntergrundes während der warmen Jahreszeit in einem bestimmten Umkreis stark herabzusetzen, da durch den Luftgehalt in dem entfeuchteten Untergrund zu erhöhen und die unmittelbare Einwirkung eines vorhandenen Grundwasserspiegels auszuschalten; sie vermögen jedoch die Frosthebungen nicht zu unterbinden, sondern sie fördern diese eher. Tiefdränagen haben aber den Vorteil, daß sie bei der Frostschiebung weniger dichtes Eis zur Ausscheidung bringen, sodaß bei Tauen des Frostbodens die Wasserkapazität des Bodens in dem Wirkungsbereich der Dränagen nicht überschritten wird und Blähungen nicht eintreten. Die gleiche Wirkung besitzen kapillarbrechende Schichten im Untergrund, wenn sie über dem Grundwasserspiegel liegen.

##### b) Einbau wasserdichter Schichten.

Der Einbau wasserdichter Schichten hat den Zweck, das Hochsteigen von Feuchtigkeit aus dem Untergrund zu unterbinden und dadurch die Wiederverwendung des ausgekofferten frostgefährlichen Materials zu ermöglichen. Dafür ist die Isolierung so anzuordnen, daß Luft den Straßenkörper durchflutet, sodaß das wiedereingebrachte frostempfindliche Bodenmaterial allmählich austrocknet und zu einem luftgetrockneten Ziegel mit unveränderlicher Tragfähigkeit werden kann. Bei dem heutigen Stand der Technik ist dies ohne Zweifel möglich und bereits durch ausgeführte Versuchsstrecken bestätigt, wenn man in der Beurteilung von den Fällen absieht, bei denen durch grobe Fehler die Isolierung beschädigt in das Grundwasser eingebaut wurde oder zwischen Isolierung und Straßenecke ein Raum freigelassen wurde, der gegen das Eindringen von Tagwasser nicht geschützt wurde. Aber selbst in diesem Falle hat sich die Isolierung bewährt. Auch der Einbau des frostgefährlichen Materials macht, wenn dies fachmännisch geschieht, keine Schwierigkeiten. Auf das eingebaute Material eine dünne Schicht Kies, Schotter oder dergl. zur vorläufigen Dichtung aufbringen und einwalzen und für den Abfluß von Tagwasser sorgen reicht schon aus, um das Material der Austrocknung auszusetzen; denn es vermag dann weniger Tagwasser einzudringen, als zur Verdunstung kommt. Noch besser aber ist es, wenn man vor Aufbringung dieser Dichtung auf das eingebaute Material Chlor-Calcium oder sonstiges stark hygroskopisches Salz aufbringt, um so im Bodenwasser ein Dampfdruckgefälle gegen die Straßenoberfläche zu erzielen und zugleich ein Schwinden des Bodens zu vermeiden. Völlig fehlerhaft ist es jedoch, wenn man auf die abgewalzte Bodenschicht unmittelbar eine Steinpackung aufbringt, womöglich noch über diese den Verkehr leitet, Spuren in die Aufschüttung fährt, nicht für Abfluß des Wassers sorgt und dann bei Regen mit dem Aufwalzen der Schotterausgleichsschicht beginnt. Ein anderer großer Fehler ist es, wenn man die über der Isolierung eingebaute Drainage nicht in das Freie leitet und in ihr das abgekirkerte eingebaute Tagwasser zurückhält.

Da die Isolierung keinen anderen Zweck hat, als das eingebaute Material von den Kapillaren der Umgebung zu trennen, ist ein Kleben der Dichtungsbahnen nicht unbedingt erforderlich, wenn kein Grundwasser ansteht, jedoch wegen des besseren Zusammenhanges der gesamten Isolierung zu empfehlen. Auch ist die Isolierbauweise nicht empfindlich, es sind nur einige grundsätzliche Gesichtspunkte zu beachten. Diese sind:

1. Die Isolierung muß so an den Straßenkörper angeschlossen werden, daß kein Zwischenraum entsteht, durch den Tagwasser mechanisch einzudringen vermag.
2. Das Bodenmaterial muß möglichst dicht, ohne große Hohlräume eingebracht und eingewalzt werden.

3. Die Straßendecke soll Wasser nur kapillar durchlassen, Packlagen sind zu vermeiden. Bei plastischen Decken ist es besser, nur eine 8—10 cm starke Schotterdecke aufzubringen und darauf dann die plastische Decke, als Packlage mit Ausgleichsschicht als Deckenunterlage herzustellen.
4. Die Ausmündung der Entwässerungsleitung soll mit etwa 1 qm<sup>2</sup> Beton oder vermörteltem Pflaster umgeben werden, daß sie nicht ständig mit feuchtigkeitsreicher, bodennahe Luft umgeben ist.
5. Selbstverständlich ist für den Abfluß von Tagwasser und des eingebauten Wassers Sorge zu tragen.

Bei Beachtung dieser Punkte gibt es keine Unterbrechung in der Bauausführung, und die Austrocknung des eingebauten Materials schreitet rasch vorwärts. Es nehmen zwar dadurch in den ersten Wintern die Frosthebungen zu, erreichen aber keine schädlichen Höhen und nehmen dann nach Überschreitung ihres Höchstwertes ständig ab, bis sie schließlich vollkommen ausbleiben. Der isolierte Straßenkörper hat dann als luftgetrockneter Ziegel seine größte Härte und behält diese unbegrenzt bei.

Die Kosten, die für die Isolierung verausgabt werden, können durch sparsamere Deckenkonstruktion und geringere Unterhaltungskosten wieder ausgeglichen werden.

### Einbau frostsicherer Materials.

Als frostsicheres Material gelten Kies, Sand, Schotter und dergl. Diese haben den Vorteil, daß sie mangels Kolloiden nicht frostschiebend wirken und zu keinen Quellungen führen. Schichten solchen Materials gegen Frostwirkung bis auf Frosttiefe einzubauen ist schon längst bekannt und bereits durch die alten Römer zur Anwendung gekommen. Die neueren Vorschläge, aus wirtschaftlichen Gründen die Frostschutzschicht schwächer zu halten, stellen aber keine totale Lösung dar, denn jeder Frost, der unter diese Schicht hinabdringt und in dem darunter liegenden Bodenmaterial zur Wirkung kommt, führt bei Tauung zur Aufweichung des Untergrundmaterials, und dieses dringt von unten in der Frostschutzschicht nach oben vor und macht diese im Laufe der Zeit mehr und mehr unwirksam, so daß die Zeit kommt, wo die Straße umgebaut werden muß.

Dem Fachmann, der sich mit dem Gedanken einer totalen Lösung befaßt und dessen Wirkungsbereich in einem gesteinsarmen Gebiet liegt, sei es überlassen, ob er im Einzelfall eine preiswerte totale Lösung durch Isolierung oder eine kostspielige totale Lösung mittels frostfreiem Material bis auf Frosttiefe wählt.

## EIN BEITRAG ZUR NORMENFESTIGKEITSPRÜFUNG DER ZEMENTE.

(Mitteilung aus der Baustoffprüfungsanstalt des Hafenaressorts der Kriegsmarinewerft Wilhelmshaven.)

Von Dr. W. Kronsbein, Wilhelmshaven.

DK 691.54 : 620.1

Übersicht: An Hand zahlreicher Normenprüfungsergebnisse von Zementen aus der Praxis wird gezeigt, daß die Festigkeitsprüfung nach DIN 1165/66 Ergebnisse liefert, die in engerer Beziehung zur Betonfestigkeit stehen als die bisher übliche Prüfung nach DIN 1164.

### Einleitung.

Wenn die Normenfestigkeitsprüfung der Zemente nicht nur dem Zementhersteller einen gewissen Maßstab für die Güte seines Erzeugnisses liefert, sondern auch für den Verbraucher, also den Baufachmann, einige Bedeutung haben soll, so müssen ihre Ergebnisse eine deutliche und möglichst einheitliche Beziehung zur Praxis, d. h. also zur Betonfestigkeit erkennen lassen. Die ideale Normenfestigkeitsprüfung für Zemente wäre somit ein Verfahren, dessen Ergebnisse der Baupraktiker im Hinblick auf die erforderliche Betonfestigkeit für die Berechnung der Betonmischung mit größtmöglicher Annäherung auch verwerten kann. Ein solches Verfahren wird nicht nur die zielsichere Betonherstellung fördern, sondern vor allem auch eine optimale Ausnutzung des Zementes ermöglichen.

Betrachten wir nun den augenblicklichen Stand der Normenfestigkeitsprüfung der Zemente in Deutschland. Seit Jahrzehnten prüfen wir unsere Zemente nach dem heute als DIN 1164 bekannten Verfahren, das für die Festigkeitsprüfung Würfel- bzw. achtförmige Zugkörper aus einem erdfeucht hergestellten Mörtel 1:3 G.T. mit einkörnigem Normalsand vorsieht. Trotz mancher im Laufe der Zeit vorgenommenen Änderungen ist dieses Verfahren seit 1932 bis auf den heutigen Tag im wesentlichen unverändert geblieben. Die Mindestanforderungen an die Festigkeiten der nach dieser Vorschrift hergestellten Probekörper sind im Laufe der Zeit heraufgesetzt worden. Zuletzt wurde die Mindestdruckfestigkeit für normale Zemente im Juli 1939 um ein Geringes erhöht. Diese Vorschrift gilt heute in gleicher Weise für Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement.

Es ist nun seit langem bekannt, daß die nach DIN 1164 erzielte Normendruckfestigkeit in keiner hinreichend eindeutigen und vor allem keiner für alle Zemente in gleicher Weise geltenden Beziehung zur Druckfestigkeit eines heute in der Praxis vorwiegend hergestellten Betons steht. Die Ursache hierfür liegt einmal in der Verwendung des hohlraumreichen Einkornsandes, der bei sog. Mischzementen mit einem nicht zu hohen Zusatz an mehr oder weniger hydraulisch wirksamen Bestandteilen infolge Füllwirkung

derselben Festigkeiten erzielen läßt, die denen des reinen Portlandzementes nicht nachstehen, bei Verwendung gemischtkörniger Zuschlagstoffe in der Praxis aber hinter denen des reinen Zementes zurückbleiben. Vom Traßzement z. B. ist diese Erscheinung allgemein bekannt. Zum anderen bietet jedoch die erdfeuchte Beschaffenheit des Normenmörtels mit einem Wasserzementwert von 0,32 keinen Vergleich mit in der Praxis meist gebräuchlichen Betonmischungen plastischer Konsistenz, deren Wasserzementwert ganz erheblich höher liegt. Die Normenfestigkeitsprüfung hat daher für den Betonfachmann lediglich den Wert einer Prüfung, ob der Zement normengemäß ist oder nicht. Daran ändert auch nichts die Tatsache, daß bei der Vorausberechnung der Betondruckfestigkeit nach den bekannten Formeln von Feret, Graf, Bolomey usw. unter Berücksichtigung der Normendruckfestigkeit des verwendeten Zementes in manchen Fällen der Praxis befriedigend nahe kommende Ergebnisse erzielt werden können. Die Vorausberechnung der Betondruckfestigkeit hat jedoch solange nur einen beschränkten Wert, als nicht für alle Zemente, oder wenigstens doch für bestimmte Zementsorten allgemein gültige Formeln aufgestellt werden können, die in jedem Falle auf Grund der Festigkeitseigenschaften der Zemente zu brauchbaren Werten führen und nicht nur Mindestdruckfestigkeiten angeben, die von der wahren Festigkeit häufig sehr weit entfernt sind. Anderenfalls kommt man in der Praxis einfacher und zuverlässiger durch einen Vorversuch zum Ziel, den man vielfach ohnehin zur Bestimmung einzelner Faktoren in den genannten Formeln vorher ausführen muß. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse beschränken sich auch die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ lediglich auf die Forderung der Verwendung normengemäßer Zemente und die Festlegung eines bestimmten Mindestzementgehaltes im Beton, wobei es ohne Belang bleibt, ob der verwendete Zement nun eine besonders hohe oder eine den Mindestforderungen gerade entsprechende Normendruckfestigkeit besitzt.

Um diesen längst bekannten Mängeln unserer heutigen Normenfestigkeitsprüfung der Zemente abzuwehren, ist in den letzten Jahren ein neues Prüfverfahren entwickelt worden, das zunächst für die Prüfung der Deckenzemente für die Reichsautobahn angewendet wurde und vor etwa 2 Jahren als DIN 1165/66 genormt worden ist. Die Entwicklung dieses Prüfverfahrens verdanken

wir in erster Linie den Arbeiten von Graf<sup>1</sup> und Haegermann<sup>2</sup>. Zum Unterschied von dem bisherigen Prüfverfahren wird ein gemischtkörniger Normensand, bestehend aus  $\frac{1}{3}$  genormtem Feinsand und  $\frac{2}{3}$  des bisher üblichen Normensandes, verwendet. Der Mörtel wird nicht erdfeucht, sondern weich mit einem Wasserzementwert von durchschnittlich 0,6 hergestellt. Als Probekörper dienen Prismen von  $4 \times 4 \times 16$  cm, die auf Biegezugfestigkeit geprüft werden und an deren Bruchhälften die Druckfestigkeit ermittelt werden kann. Von diesem Prüfverfahren ist bisher nur die Biegezugfestigkeitsprüfung durch den Reichsverkehrsminister zugelassen worden, während die Druckfestigkeit auch weiterhin noch nach DIN 1164 bestimmt werden muß. Wenn dieses neue Prüfverfahren aber für den Baupraktiker von größerem Wert sein soll als die Prüfung nach DIN 1164, so wäre es notwendig, vor allem für die Druckfestigkeitsprüfung den weich angemachten Mörtel nach DIN 1166 zu verwenden. Denn hierauf kommt es ja dem Betonfachmann in erster Linie an.

abgekürzte Verfahren und die Unkenntnis der Festigkeitseigenschaften des jeweils verwendeten Zementes auch im allgemeinen für den Beton ohne Schaden bleiben, da bei der Verwendung unserer heutigen Normenzemente unter Berücksichtigung der für die Betonherstellung zu beachtenden Vorschriften die geforderte Mindestdruckfestigkeit durchweg erreicht wird, so kann es in dieser Beziehung doch auch recht unliebsame Überraschungen geben, z. B. dann, wenn mit den zur Verfügung stehenden Zuschlagsstoffen mit einem guten Normenzement die Mindestdruckfestigkeit gerade noch erreicht wird, bei Verwendung eines in seinen Festigkeitseigenschaften zwar auch noch normengemäßen, aber geingerwertigen Zementes sich jedoch Minderfestigkeiten ergeben. Aber abgesehen von den Fehlerquellen, die in solchen und ähnlichen Fällen die Unkenntnis der Festigkeitseigenschaften des Zementes bedeutet, sollte deren Kenntnis vor der Herstellung des Betons auf jeder mittleren und größeren Baustelle unerläßliche Bedingung sein. Sie vermeidet nicht nur Fehler, sondern ermöglicht auch eine

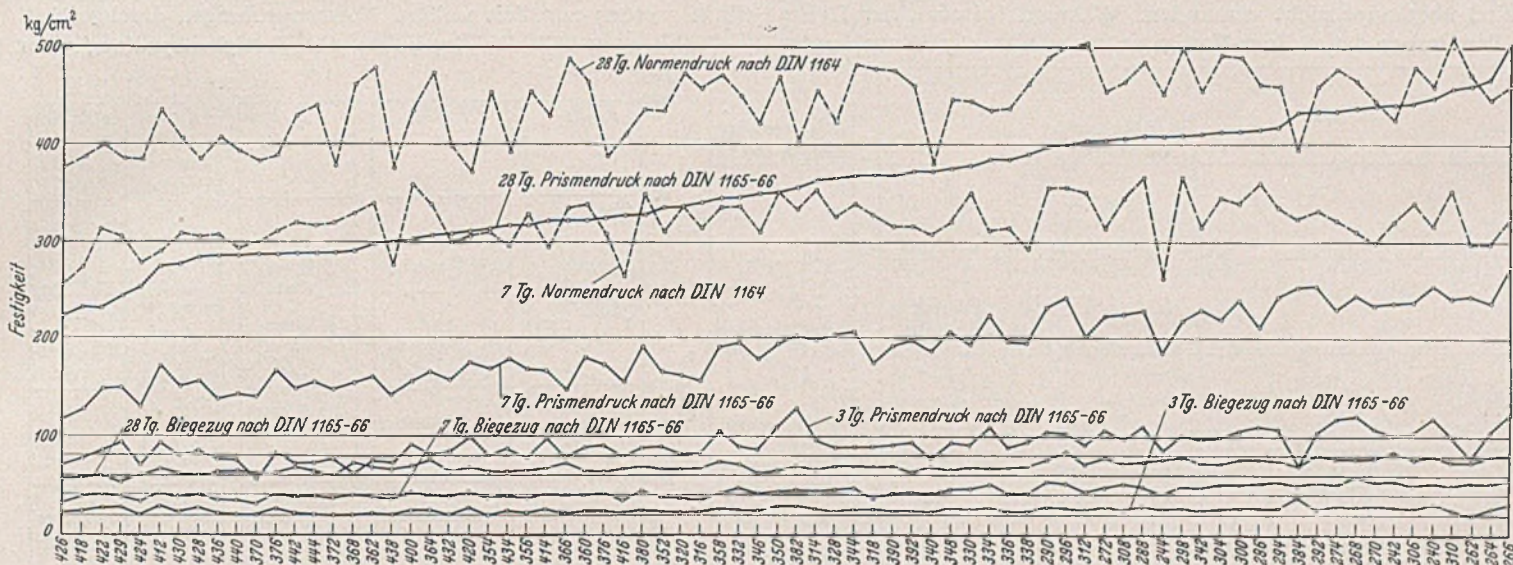


Abb. 1. Normenfestigkeiten von Hochofenzement N. H. (Wasserlagerung).

Nachdem bei dem neuen Prüfverfahren DIN 1165/66 die dem älteren Verfahren anhaftenden Mängel — Einkornsand und erdfeuchte Beschaffenheit des Mörtels — beseitigt worden sind, ist zu erwarten, daß die bei dieser Prüfung erzielte Zementdruckfestigkeit in einer eindeutigeren und allgemeiner gültigen Beziehung zur Betondruckfestigkeit steht als dies beim alten Verfahren der Fall ist. Ob und inwieweit das neue Verfahren den idealen, an ein Prüfverfahren für Zemente zu stellenden Anforderungen entspricht, muß die Erfahrung zeigen. Um hierbei zu einem möglichst zuverlässigen Urteil zu gelangen, ist es notwendig, eine möglichst große Zahl von Prüfungsergebnissen auszuwerten und mit den Ergebnissen der Praxis zu vergleichen. Hierzu können vor allem gerade die zahlreichen Baustoffprüfstellen im Reiche einen Beitrag liefern, da sie laufend die Zementlieferungen überwachen, ihren Ergebnissen daher eine allgemeinere Bedeutung zukommt als gelegentlich angestellten Vergleichsversuchen, die meist nur mit wenigen Zementproben durchgeführt werden und die bei der laufenden Zementherzeugung vorhandenen Schwankungen nicht genügend berücksichtigen können.

Ein weiteres für die Normenfestigkeitsprüfung der Zemente ganz besonders erstrebenswertes Ziel ist eine Abkürzung der Prüfung. Bei der schon seit Jahren außerordentlich angespannten Bautätigkeit und dem damit verbundenen gesteigerten Zementverbrauch ist eine Vorratshaltung von Zement auf der Baustelle in vielen Fällen nicht möglich. Man kann in solchen Fällen mit der Verarbeitung des Zementes nicht so lange warten, bis das Ergebnis der 28 Tage-Prüfung vorliegt, und begnügt sich mit der vorläufigen Prüfung auf Abbindezeit und Raumbeständigkeit. Wenn dieses

planvolle Herstellen des Betons und eine weitgehende Ausnutzung nicht nur des Zementes, sondern auch der Zuschlagstoffe. Wenn es daher gelingt, in wesentlich kürzerer Zeit als 28 Tagen mit guter Annäherung einen Einblick in die zu erwartende 28 Tage-Festigkeit zu gewinnen, so würde dadurch die Normenfestigkeitsprüfung der Zemente auch für die Baupraxis eine größere und allgemeinere Bedeutung bekommen als dies zur Zeit der Fall ist. Inwieweit hierbei die Vorausberechnung der 28 Tage-Festigkeit auf Grund der 3- und 7 Tage-Festigkeit brauchbare Ergebnisse liefert und zum Ziele führt, kann letzten Endes nur auf Grund von Erfahrungswerten, die an einer Vielzahl von Zementen der verschiedenen Arten gewonnen sind, beurteilt werden. Nach den Feststellungen, die Hummel<sup>3</sup> bei der Vorausberechnung der 28 Tage-Betondruckfestigkeit aus der 3- und 7 Tage-Festigkeit gemacht hat, dürfte dieser Weg auch für die Zementprüfung möglicherweise gangbar sein und zu befriedigenden Ergebnissen führen.

#### Einige Ergebnisse der Normenfestigkeitsprüfung aus der Praxis.

Im folgenden sollen nun die Ergebnisse der Normenfestigkeitsprüfung einer größeren Anzahl von Zementproben, die laufenden Lieferungen entnommen wurden, mitgeteilt werden. Diese Ergebnisse ermöglichen einen Vergleich zwischen den nach beiden Prüfverfahren erhaltenen Festigkeitszahlen. Bei einigen Zementen sind darüber hinaus auch Mörtelkörper von 7 cm Kantenlänge aus der Praxis entsprechend zusammengesetztem Betonsand 0—7 mm angefertigt worden, um zu zeigen, in welcher Beziehung diese der Betonfestigkeit am nächsten kommende Mörtelfestigkeit zur Normenfestigkeit steht.

<sup>1</sup> Graf: Zement 24 (1935) S. 347 und 363.

<sup>2</sup> Haegermann: Zement 24 (1935) S. 529, 607 und 695.

<sup>3</sup> Hummel: Zement 21 (1932) S. 93.

Abb. 1 zeigt die Normenfestigkeiten eines Hochofenzementes N.H. Die Lieferungen erstrecken sich auf mehrere Monate. Als Lagerung wurde bei allen Proben nur Wasserlagerung angewendet. Die Proben sind nach steigender 28 Tage-Prismendruckfestigkeit geordnet. Die nach DIN 1164 ermittelte Normendruckfestigkeit liegt nach 7 Tagen zwischen rd. 300 und 350 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen zwischen rd. 400 und 500 kg/cm<sup>2</sup>. Derartige Schwankungen müssen als naturgegeben in Kauf genommen werden und sind hier in ähnlichem Ausmaß bei allen Zementen beobachtet worden. Nach DIN 1164 ist der Zement somit als ein durchaus guter und in seinen Festigkeitseigenschaften ziemlich gleichmäßiger Normenzement zu bezeichnen.

Ein gänzlich anderes Bild liefert aber die Prüfung nach DIN 1165/66. Die 7 Tage-Druckfestigkeit liegt zwischen rd. 150 und 250 kg/cm<sup>2</sup>, die 28 Tage-Druckfestigkeit zwischen rd. 200 und 500 kg/cm<sup>2</sup>. Die Unterschiede betragen bei letzterer somit mehr als 100%. Beziehungen zwischen den beiden Normenfestigkeiten sind überhaupt nicht vorhanden. Während bei etwa der Hälfte aller Proben die 28 Tage-Festigkeit nach DIN 1165/66 noch unter

7 Tage-Festigkeiten in ein für die Zeit logarithmisch geteiltes Koordinatensystem ein und verlängert die durch die beiden Punkte gehende Gerade auf die 28 Tage-Ordinate, so ist festzustellen, daß bei 60 von 76 Proben, also in 80% aller Fälle die abgelesene 28 Tage-Druckfestigkeit mit der tatsächlich entwickelten Druckfestigkeit bei einer Abweichung von im Mittel etwa ±5% übereinstimmt. Wenn man bedenkt, daß die Abweichung von ±5% für Mörtel- und Betonfestigkeiten als durchaus normal anzusehen ist, so muß die Übereinstimmung in vorliegendem Fall, wenn sie auch nicht 100%ig ist, doch als durchaus befriedigend bezeichnet werden. Daß gleiche oder ähnliche Beziehungen bei allen Zementen oder Zementarten bestehen, ist damit natürlich nicht gesagt. Das vorliegende Beispiel mag aber zeigen, daß bei der Erhärtung des Zementes Gesetzmäßigkeiten vorhanden sind, die es zu erfassen und auf eine einfache, möglichst allgemein gültige Formel zu bringen gilt, um dem Ziel einer hinreichend genauen Vorhersage der 28 Tage-Normenfestigkeit näher zu kommen. In diesem Sinne werden zur Zeit weitere Normenprüfungen durchgeführt.

Abb. 2 enthält die Ergebnisse der Festigkeitsprüfung einer

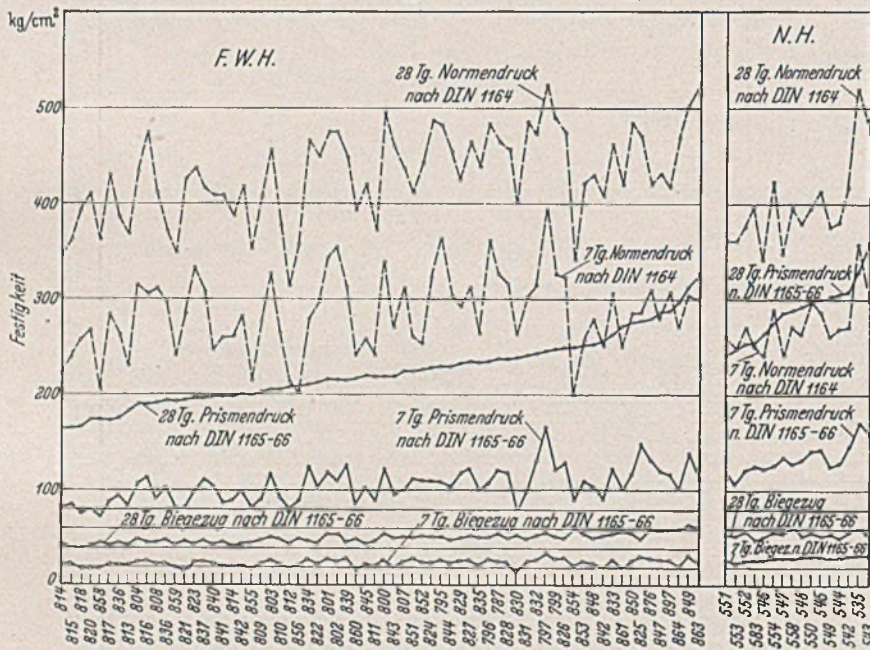


Abb. 2. Normenfestigkeiten von 2 Hochofenzementen F.W.H. und N.H. (Wasserlagerung).

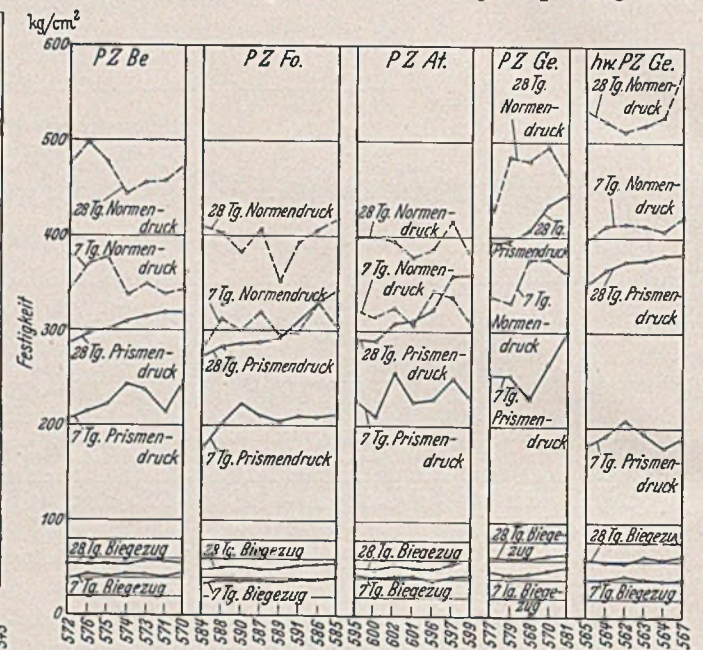


Abb. 3. Normenfestigkeiten einiger Portlandzemente (Wasserlagerung).

bzw. in der Nähe der 7 Tage-Festigkeit nach DIN 1164 liegt, überschreitet sie bei der anderen Hälfte letztere ganz erheblich. Auch der Unterschied zwischen den 28 Tage-Festigkeiten ist völlig ungleichmäßig, teils recht erheblich, teils weniger ins Gewicht fallend. Betrachten wir noch die Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsprüfung, so liegen diese nach 7 Tagen zwischen rd. 30 und 50 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen zwischen rd. 60 und 80 kg/cm<sup>2</sup>. Sämtliche Proben entsprechen somit auch hinsichtlich der Biegezugfestigkeit den bisher geltenden Bestimmungen. Es ist aber klar ersichtlich, daß beide Verfahren zu einer durchaus unterschiedlichen Beurteilung der einzelnen Lieferungen führen müssen, und daß es für den Betonpraktiker von außerordentlicher Bedeutung ist, zu wissen, welche Prüfung ihm den zuverlässigeren Maßstab für die Bindekraft des Zementes im Beton liefert. Es war im Rahmen dieser Prüfungen naturgemäß nicht möglich, den Ursachen für dieses ungleichmäßige Verhalten der verschiedenen Proben im einzelnen nachzugehen, wieso z. B. zwei Proben mit der gleichen Druckfestigkeit nach DIN 1164 von 430 kg/cm<sup>2</sup> nach DIN 1165/66 die sehr unterschiedliche Festigkeit von 270 und 440 kg/cm<sup>2</sup> liefern. Es mag an dieser Stelle genügen, die Feststellung hervorzuheben, daß solche Abweichungen tatsächlich vorkommen.

In Abb. 1 ist außerdem noch die Biegezug- und Druckfestigkeit nach DIN 1165/66 nach 3 Tagen eingezeichnet worden. Hiervon interessiert insbesondere die 3 Tage-Druckfestigkeit. Trägt man nach dem bereits erwähnten Verfahren von Hummel die 3- und

größeren Anzahl Proben eines anderen Hochofenzementes F.W.H. sowie einiger weiterer Proben des Hochofenzementes N.H., ebenfalls bei Anwendung der Wasserlagerung und nach steigender 28 Tage-Prismendruckfestigkeit geordnet. Die Schwankungen in der Normendruckfestigkeit nach DIN 1164 sind beim Hochofenzement F.W.H. größer als beim Hochofenzement N.H. Die Festigkeiten liegen nach 7 Tagen zwischen rd. 200 und 350 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen zwischen rd. 350 und 500 kg/cm<sup>2</sup>, letztere allerdings überwiegend zwischen 400 und 500 kg/cm<sup>2</sup>, also in gleichem Bereich wie der Hochofenzement N.H. Die Prismendruckfestigkeit nach 28 Tagen liegt dagegen niedriger als beim Hochofenzement N.H., zwischen rd. 200 und 300 kg/cm<sup>2</sup>, und durchweg auch niedriger als die entsprechende 7 Tage-Festigkeit nach DIN 1164. Auch die 7tägige Prismenfestigkeit ist niedriger als die gleiche Festigkeit beim Hochofenzement N.H. Die Biegezugfestigkeit liegt nach 7 Tagen zwischen rd. 20 und 40 kg/cm<sup>2</sup> und nach 28 Tagen zwischen rd. 40 und 60 kg/cm<sup>2</sup>, ist also auch geringer als beim Hochofenzement N.H. und entspricht bei einer Anzahl Proben nicht den Bestimmungen, nach denen eine Mindestfestigkeit von 25 bzw. 50 kg/cm<sup>2</sup> gefordert wird. Aus dem Vergleich beider Hochofenzemente ergibt sich somit die Feststellung, daß trotz im Mittel etwa gleicher Normenfestigkeit nach DIN 1164 die Prismendruckfestigkeit nach DIN 1165/66 beim Hochofenzement F.W.H. geringer ist als beim Hochofenzement N.H. Während also nach DIN 1164 beide Zemente als etwa gleichwertig zu bezeichnen sind,



bleibt nach DIN 1165/66 der Hochofenzement F.W.H. hinter dem Hochofenzement N.H. zurück.

Bei den in Abb. 2 wiedergegebenen Proben des Hochofenzementes N.H. handelt es sich um Lieferungen, die in ihrer Normenfestigkeit nach DIN 1164 durchweg hinter denen der Abb. 1 zurückstehen. Die Festigkeiten nach DIN 1165/66 entsprechen etwa denen am Anfang der Abb. 1. Beim Vergleich der 28 Tage-Prismendruckfestigkeit mit etwa gleichen Festigkeiten des Hochofenzementes F.W.H. ergibt sich wiederum deutlich der Unterschied in der Druckfestigkeit nach DIN 1164. Hochofenzement F.W.H. liefert nach DIN 1165/66 im Verhältnis zur Festigkeit nach DIN 1164 geringere Werte als Hochofenzement N.H. Da anzunehmen ist, daß der unterschiedliche Wasserzementwert hierauf einen bedeutenden Einfluß besitzt, so könnte man sagen, daß der Hochofenzement F.W.H. im allgemeinen wasserempfindlicher ist als der Hochofenzement N.H.

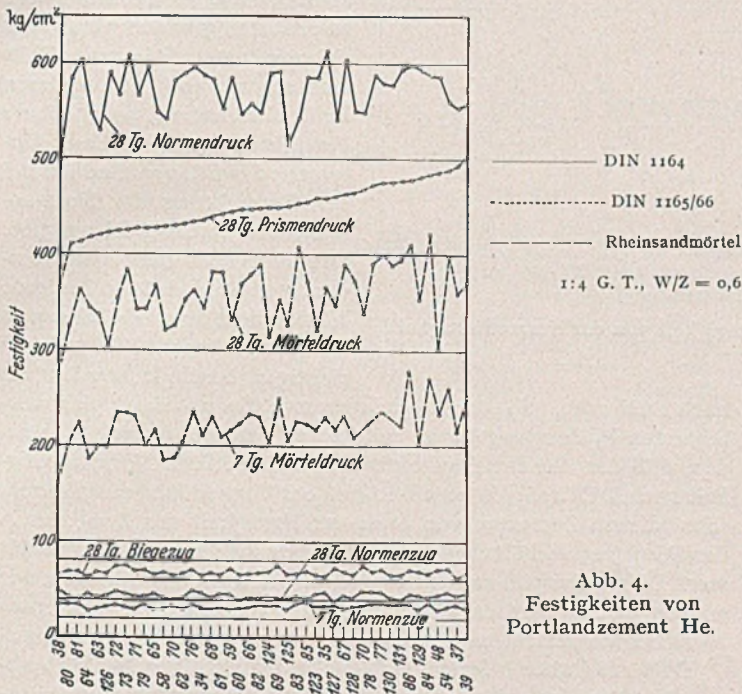


Abb. 4.  
Festigkeiten von  
Portlandzement He.

Abb. 3 zeigt Normenprüfungsergebnisse verschiedener Portlandzemente, in gleicher Weise gelagert und geordnet wie die bisher besprochenen Zemente. Bemerkenswert ist auch bei diesen Zementen, daß Druckfestigkeit nach DIN 1164 und Prismendruckfestigkeit nach DIN 1165/66 bei den einzelnen Proben nicht gleichlaufend sind und auch im ganzen gesehen kein gleichsinniges Verhalten erkennen lassen. Z. B. ergibt sich für den Zement Be und Ge bei praktisch gleicher Druckfestigkeit nach DIN 1164 eine durchaus unterschiedliche Druckfestigkeit nach DIN 1165/66, die für den Zement Be bei etwa 300 kg/cm<sup>2</sup>, für den Zement Ge bei 400 kg/cm<sup>2</sup> und zum Teil erheblich darüber liegt. Beachtenswert ist ferner, daß bei der Prüfung nach DIN 1165/66 sich für die Portlandzemente höhere 7 Tage-Druckfestigkeiten ergeben als für die Mehrzahl der geprüften Hochofenzementproben, ein Unterschied, der bei der Prüfung nach DIN 1164 nicht in Erscheinung tritt. Es ist aber eine in der Praxis bei der Herstellung von Beton immer wieder gemachte Beobachtung, daß weich hergestellte Betonmischungen bei Verwendung von Hochofenzement häufig geringere Anfangsfestigkeiten liefern als bei Verwendung von Portlandzement. Dies ist eine verständliche und in der Natur des Hochofenzementes begründete Erscheinung, die bei dem weich angemachten Normenmörtel also durchaus zutreffend zum Ausdruck kommt.

Die Abb. 4—6 zeigen nun Normenprüfungsergebnisse und zum Vergleich die Druckfestigkeit von Rheinsandmörteln 1:3 und 1:4 G.T. mit einem Wasserzementwert von 0,6 für einen Portlandzement und zwei Hochofenzemente. Als Lagerung wurde für die nach 28 Tagen zu prüfenden Probekörper die gemischte Lagerung nach DIN 1164 gewählt. Die Temperatur im Lagerungsraum betrug 20 ± 1 °C, die relative Luftfeuchtigkeit schwankte zwischen

60 und 80%. Die Normendruckfestigkeit nach DIN 1164 liegt bei allen drei Zementen für die Mehrzahl aller Proben übereinstimmend zwischen 500 und 600 kg/cm<sup>2</sup>, wobei der Portlandzement die geringsten Schwankungen aufweist. Für die Druckfestigkeit nach

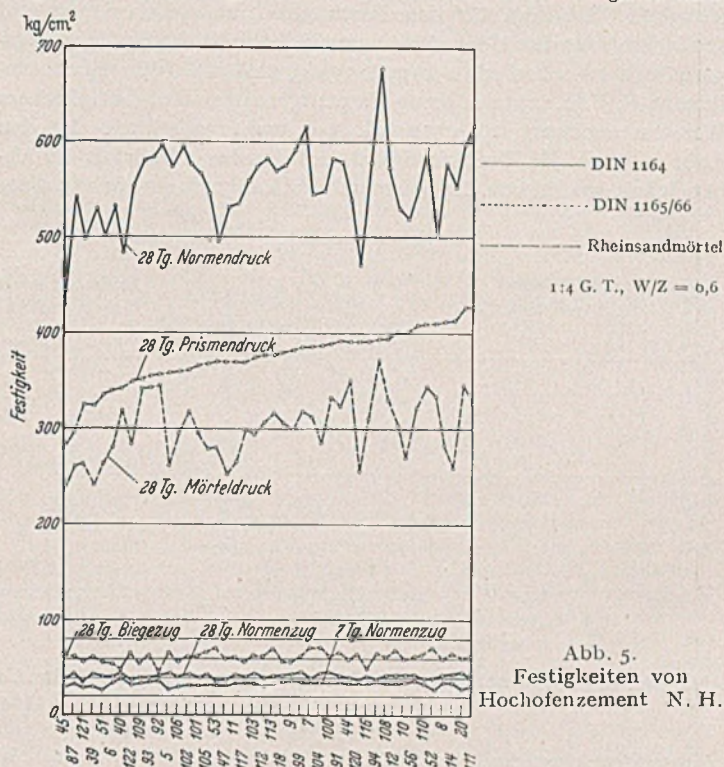


Abb. 5.  
Festigkeiten von  
Hochofenzement N. H.

DIN 1165/66 ergeben sich dagegen bei den drei Zementen sehr unterschiedliche Werte. Der Portlandzement erreicht Druckfestigkeiten zwischen 400 und 500 kg/cm<sup>2</sup>, der Hochofenzement N.H. zwischen 300 und 400 kg/cm<sup>2</sup> und der Hochofenzement F.W.H.

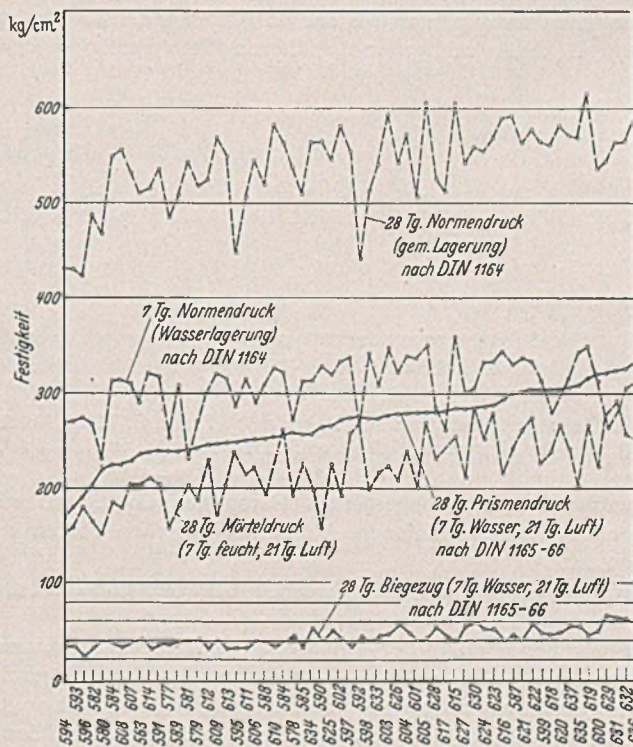


Abb. 6. Festigkeiten von Hochofenzement F. W. H.

— DIN 1165/66, ..... DIN 1164 — Rheinsandmörtel 1:3 G. T., W/Z = 0,6

zwischen 200 und 300 kg/cm<sup>2</sup>. Der Unterschied zwischen den beiden letztgenannten Zementen ist demnach im Mittel etwa der gleiche, wie er bereits in den Abb. 1 und 2 zum Ausdruck kommt. Vergleicht man hiermit nun die Druckfestigkeit des Rheinsandmörtels, so ergibt sich im einzelnen zwar kein Gleichlaufen weder mit der

Festigkeit nach DIN 1164 noch nach DIN 1165/66, im Mittel dagegen kommt die Mörtelfestigkeit der Prismendruckfestigkeit näher als der Druckfestigkeit nach DIN 1164. So fällt die Mörtelfestigkeit bei den drei Zementen im gleichen Sinne wie die Prismendruckfestigkeit. Sie liegt für den Portlandzement zwischen 300 und 400 kg/cm<sup>2</sup>, für den Hochofenzement N.H. bei gleichem Mischungsverhältnis zwischen rd. 250 und 350 kg/cm<sup>2</sup> und beim Hochofenzement F.W.H. trotz höheren Zementgehaltes, aber bei gleichem Wasserzementwert zwischen rd. 150 und 250 kg/cm<sup>2</sup>. In den Abb. 7—9 ist die Druckfestigkeit des Rheinsandmörtels in Abhängigkeit sowohl von der Prismendruckfestigkeit als auch von der

Grobkies bzw. Grobsplitt, bei einer festgelegten Betonkonsistenz die verlangte Festigkeit mit Sicherheit und zugleich am wirtschaftlichsten erreicht werden konnte. Zur Verfügung standen zwei Portlandzemente A und B mit nachstehenden Normenfestigkeiten:

Bei etwa gleicher Kornzusammensetzung des Zuschlagstoffes und gleichem Wasserzementwert für jede Mischung wurden u. a. bei zwei verschiedenen Mischungen folgende 28 Tage-Betondruckfestigkeiten erzielt:

	Mischung 1	Mischung 2
A	323	383 kg/cm <sup>2</sup>
B	459	498 „

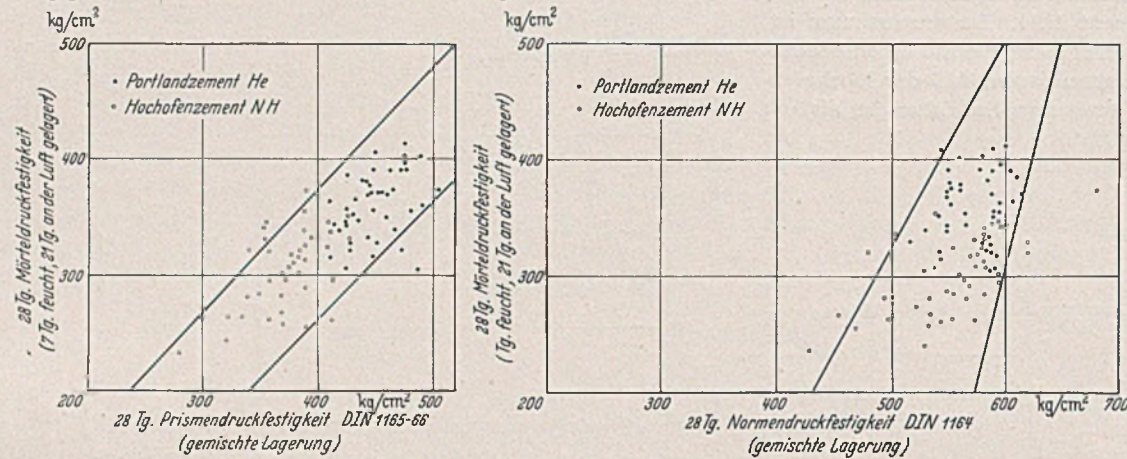


Abb. 7 u. 8. Druckfestigkeit von Rheinsandmörtel 1:4 G. T. in Abhängigkeit von der Normenfestigkeit nach DIN 1165/66 und DIN 1164.

Normendruckfestigkeit nach DIN 1164 eingezeichnet. Man sieht auch hieran, daß ein Gleichlaufen der Mörtelfestigkeit mit keinem der beiden Prüfverfahren besteht, erkennt aber auch, daß die Streuungen in Abhängigkeit von der Prismendruckfestigkeit erheblich geringer sind. Wenngleich es sich bei diesem Vergleich um Mörtel- und nicht um Betonfestigkeiten handelt, so kann doch angenommen werden, daß bei der vorgenommenen Lagerung die Mörtelfestigkeiten mit guter Annäherung den Festigkeiten eines

nach DIN 1164. So konnte in diesem Falle an Hand der vorliegenden Prüfungsergebnisse zahlreicher Zemente festgestellt werden, daß der Zement B eine überdurchschnittliche Normenfestigkeit nach DIN 1165/66 besaß, so daß bei Verwendung eines durchschnittlichen Zementes von etwa der Festigkeit des Zementes A das Mischungsverhältnis des Betons keinesfalls zu günstig gewählt war. Dieses Beispiel aus der Praxis mag hinreichend darlegen, wie wichtig es in manchen Fällen ist, die Bindekraft des Zementes richtig beurteilen zu können, wofür die Normenfestigkeit nach DIN 1164 aber offensichtlich nicht den richtigen Maßstab abgibt. Dies ist um so notwendiger, als es unter den augenblicklichen Verhältnissen nur in seltenen Fällen möglich sein wird, ein größeres Bauwerk mit ein und derselben Zementmarke auszuführen, wobei überdies eine innerhalb erträglicher Grenzen gleichbleibende Güte sämtlicher Lieferungen vorausgesetzt werden muß, wenn Fehlschläge ausgeschlossen sein sollen.

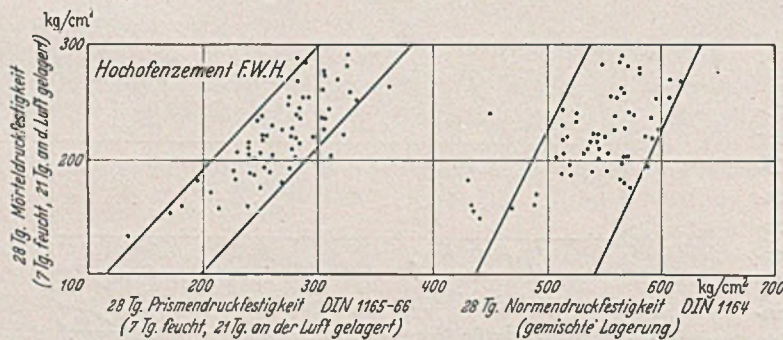


Abb. 9. Druckfestigkeit von Rheinsandmörtel 1:3 G. T. in Abhängigkeit von der Normenfestigkeit nach DIN 1165/66 und DIN 1164.

entsprechend zusammengesetzten Betons nahekommen, mindestens aber ein gleichlaufendes Verhalten zwischen beiden zu erwarten ist.

Im Zusammenhang mit diesen Prüfungsergebnissen sei ein Fall aus der Praxis mitgeteilt:

Für einen Beton, der bei einem Mindestzementgehalt von 400 kg/m<sup>3</sup> eine Mindestdruckfestigkeit von 300 kg/cm<sup>2</sup> erreichen sollte, war durch einige Vorversuche festzustellen, mit welchem Mischungsverhältnis der vorhandenen Zuschlagsstoffe Kiessand,

**Zusammenfassung.**

Die vergleichende Prüfung einer größeren Anzahl Proben verschiedener Zemente auf Druckfestigkeit nach DIN 1164 und DIN 1165/66 hatte folgendes Ergebnis:

1. Die Ergebnisse beider Prüfverfahren stehen zueinander in keiner allgemein gültigen gesetzmäßigen Beziehung. Die Beurteilung der Zemente ist also bei beiden Prüfverfahren eine grundsätzlich verschiedene. Es ist zu vermuten, daß hierauf die sehr unterschiedliche Empfindlichkeit der Zemente gegen höheren Wasserzusatz von großem Einfluß ist, deren Ursachen im einzelnen zweifellos bisher noch nicht hinreichend geklärt sind. Hiermit hängt es offenbar zusammen, daß bei Hochofenzementen im allgemeinen, mindestens aber für die 7 Tage-Festigkeit, bei der Prüfung nach DIN 1165/66 gegenüber der Festigkeit nach DIN 1164 ein deutlich stärkerer Rückgang zu verzeichnen ist als bei Portlandzementen, was mit Beobachtungen bei der Betonherstellung im Einklang steht.

2. Bei einer vergleichenden Prüfung von weich angemachtem Rheinsandmörtel und den beiden Normenmörteln konnte festgestellt werden, daß die Festigkeit nach DIN 1165/66 bessere Rückschlüsse auf die Festigkeit des Rheinsandmörtels zuläßt als die Festigkeit nach DIN 1164. Wenn die Gleichmäßigkeit dieser Beziehungen auch noch nicht befriedigt, so steht doch zweifellos fest,

	Druckfestigkeit nach DIN 1164		Festigkeiten nach DIN 1165/66			
	kg/cm <sup>2</sup>		Biegezug		Druckfestigkeit	
	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
A	488	624	39	58	237	306
B	450	573	55	67	308	478

daß die Zemente im Hinblick auf die Betonpraxis nach DIN 1165/66 richtiger bewertet werden als nach DIN 1164. Dies konnte an einem Beispiel aus der Betonpraxis bestätigt werden.

3. Die Vorausbestimmung der 28 Tage-Druckfestigkeit nach DIN 1165/66 aus der 3- und 7 Tage-Festigkeit führte bei Anwendung des von Hummel für Beton empfohlenen Verfahrens bei einem Hochofenzement zu recht befriedigenden Ergebnissen. Ob ähnliche Beziehungen auch bei anderen Zementen bestehen, wird zur Zeit geprüft.

4. Die hiesigen Ergebnisse der Normenprüfung der Zemente nach beiden Prüfverfahren stimmen somit weitgehend überein mit den Ergebnissen von Keil und Gille<sup>4</sup>, die auf Grund ihrer Versuche zu den gleichen Feststellungen gelangten. Man muß daraus den Schluß ziehen, daß das Prüfverfahren DIN 1165/66, wenn es auch noch nicht voll befriedigt, das für die Praxis bessere Normen-

<sup>4</sup> Keil und Gille: Tonind.-Ztg. 63 (1939) S. 197, 215 und 237.

prüfverfahren ist. Es ist nicht zu erwarten, daß ein Verfahren, das nach jahrzehntelangem Gebrauch eines älteren Verfahrens dieses abzulösen gedacht ist, nun allen Anforderungen in idealer Weise genügt. Es genügt, daß es besser ist, um mit Recht das schlechtere Verfahren zu verdrängen. Forschung und Praxis werden weiterhin bemüht bleiben, im Laufe der Zeit auch auf dem Gebiete der Zementnormenprüfung dem idealen Prüfverfahren näherzukommen<sup>5</sup>.

<sup>5</sup> Anmerkung des Verfassers: Während der Drucklegung dieser Arbeit ist der Entwurf für die Neufassung der DIN 1164 veröffentlicht worden. Der Entwurf sieht eine grundsätzliche Änderung der Normenfestigkeitsprüfung der Zemente vor, indem das bisherige Verfahren nach DIN 1164 vollständig entfällt und durch das Verfahren nach DIN 1165 ersetzt wird. Damit ist auch in Übereinstimmung mit obigen Ergebnissen erfreulicherweise ein entscheidender Schritt getan worden, um die Normenfestigkeitsprüfung der Zemente in eine nähere Beziehung zur Betonpraxis zu bringen.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Der Maastunnel in Rotterdam.

#### Der Bau und das Absenken der neun Tunnelelemente.

In früheren Veröffentlichungen ist mitgeteilt, daß die Flußstrecke des Tunnels zwischen den beiden Be- und Entlüftungsschächten im Absenkverfahren ausgeführt worden ist und daß diese 580 m lange Strecke aus neun etwa 62 m langen, 25 m breiten und 9 m hohen Elementen besteht. Das Absenkverfahren hat bereits beim Bau anderer Tunnel Verwendung gefunden, u. a. in Detroit und Oakland. Diese Tunnel haben jedoch runde oder achteckige Querschnitte, wodurch das Absenken und Unterspülen wesentlich einfacher zu bewerkstelligen war, außerdem haben diese Tunnel kleinere Abmessungen. Der Maastunnel ist nicht allein der geräumigste Tunnel, der im Absenkverfahren gebaut ist, sondern auch der geräumigste von allen unter Flüssen ausgeführten Tunneln. Der Bau der neun Tunnelelemente geschah auf zwei verschiedenen Bauplätzen. Zunächst wurde der untere Teil eines jeden Elements in einem Trockendock hergestellt, dann die Teilstücke als große offene Tröge nach dem Waalhafen geschleppt und dort in schwimmendem Zustand hochgeführt. Das Trockendock mit auf Pfählen gegründetem Schwellrost hatte ein 13 m breites Docktor. Die Länge von 200 m gestattete gleichzeitig den Bau von drei Tunnelelementen. Da diese aber eine Breite von etwa 25 m besaßen, mußte ein neues Docktor gebaut werden. Dies geschah im Schutze eines aus stählernen Spundwänden bestehenden Fangedammes. Während des Baues des neuen Docktors (Abb. 1) wurde schon mit der Herstellung der drei Tunnelabschnitte begonnen; das Tor war als Schwimmkörper aus eisenbewehrtem Beton ausgebildet und 26,60 m breit. Um die Tunnelelemente aus dem Dock schleppen zu können, mußte es geflutet und das Docktor nach Leerpumpen der Ballasttanks ausgefahren werden. Auf den Pfahlreihen des hölzernen Schwellrostes waren eisenbewehrte Querbalken angeordnet, die Zwischenräume mit grobem Sand ausgefüllt und die Querbalken und der Sand mit Ölpapier abgedeckt. Auf dieser Unterlage erstellte man in drei Zeitabschnitten von je 6 Monaten die neun Tunnelelemente. Die Wassertiefe im Dock betrug bei MHW etwa 5 m, der spätere Tiefgang der Tunnelabschnitte 9 m. Diese konnten deshalb nur soweit ausbetoniert werden, daß ein Tiefgang von 4,50 m nicht überschritten wurde. Die Abschnitte mußten daher als offene Tröge abgeschleppt werden, deren Enden durch hölzerne Querschotte abgeschlossen werden mußten. Vorm Ausfahren wurde nicht nur das Dock gefüllt, sondern auch jedes Tunnelement, um ein un- und vorzeitiges Auftreiben zu verhindern. Nach Entfernen des Docktors setzte das Leerpumpen so zeitig ein, daß das Ausschleppen noch bei steigendem Wasser vor sich gehen konnte. Die Tunnelabschnitte wurden nach dem Waalhafen verfahren und an den für den weiteren Aufbau bestimmten Steg gebracht, der in 11 m Wassertiefe errichtet war. Er bestand aus sechs Pfahlgruppen, die untereinander durch eine 5 m breite Brücke verbunden waren. Die Köpfe der Pfähle waren durch einen Betonklotz verbunden. Aufwärts gerichtete Kräfte mußten durch Patentanker und Spannvorrichtungen aufgenommen werden. Die Tunnelelemente wurden an senkrechten eisernen Pfählen mittels Gleitschuhen geführt (Abb. 2). Sobald die Tunnelabschnitte an dem Steg festlagen, erhielten die 30 m<sup>3</sup> fassenden Ballastkästen Wasserballast, dessen Menge so abgemessen wurde, daß die Tunnelabschnitte für jeden Bauabschnitt im Gleichgewicht blieben und unerwünschte Spannungen in der Betonkonstruktion vermieden wurden. Beim Betonieren der Längswände, des Decks und der Kopfenden sackten die Tunnelelemente allmählich ab, so daß, um den Bauteil schwimmend zu halten, eine hölzerne Schutzwand zur Erzielung eines

Freibords rund um das Deck geschaffen werden mußte. Im Schutze dieser Holzwand konnte der Rest des Decks betoniert werden; hierbei lag das Tunneldeck 50 cm unter dem Wasserspiegel. Der Aufbau von drei Tunnelelementen dauerte 7 Monate. Einer der letzten Arbeitsvorgänge vorm Absenken war die Dichtigkeitsprobe. Der Boden, die Seitenwände und das Dock waren zwar mit 6 mm starken Stahlblechen verkleidet und die eisenbewehrten Kopfstücke mit Asphalt gestrichen, das Deck war jedoch noch nicht unter Wasser gewesen und die übrigen Bauteile hatten erst die Hälfte des später auf sie wirkenden Wasserdrucks auszuhalten gehabt. Es erschien deshalb nicht ausgeschlossen, daß beim Absenken des Tunnelements beträchtliche Wassermengen eindringen könnten und dadurch der glatte Verlauf der Bauarbeiten

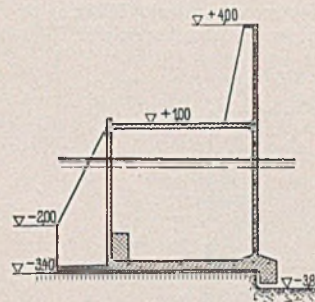


Abb. 1. Docktor aus eisenbewehrtem Beton.

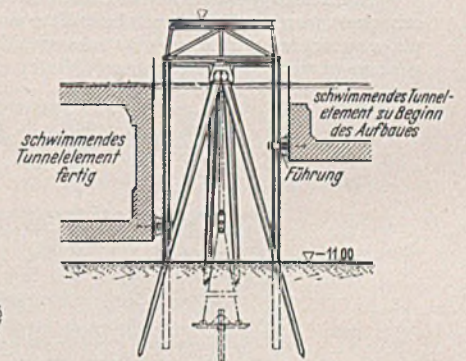


Abb. 2. Festmachestieg für die Tunnelelemente.

gefährdet würde. Es bestand allerdings die Möglichkeit, das Tunnelstück gegebenenfalls durch Pumpen zu lenzen; man erachtete es jedoch für wünschenswert, durch Proben festzustellen, ob der Tunnelabschnitt bei höherem Wasserdruck dicht halten würde. Hierfür das Element in tiefem Wasser absinken zu lassen, ließen die örtlichen Verhältnisse nicht zu, und darum ging man dazu über, im Innern des Elements ein Vakuum zu schaffen. Im Tunneldeck war ein Mannloch mit aufgesetzter Luftschleuse ausgespart; das Deck wurde innerhalb des Freibords 10 cm unter Wasser gesetzt und dann im Tunnelement ein Vakuum von 350 mm erzeugt, was einem Absenken um 5 m entsprach und für die Dichtigkeitsproben für ausreichend gehalten wurde. Als der erforderliche Unterdruck erreicht war, konnten einige Ingenieure und Werkmeister, denen ein Arzt zugeteilt war, durch die Luftschleuse in das Innere steigen. Die Leute trugen Sauerstoffmasken mit dazugehörigen Ausrüstungen. Bei einer Druckverminderung von 250 mm war der Aufenthalt im Innern ohne besondere Sauerstoffzufuhr möglich; zwischen 250—300 mm genügte es, alle 5 Minuten Sauerstoff einzatmen, bei mehr als 300 mm mußten die Sauerstoffapparate ständig benutzt werden. Die Erfahrung von Fliegern, daß ein Vakuum die gleiche Wirkung auf den Menschen ausübt wie Alkohol, konnte nicht bestätigt werden; die Leute wurden nicht in gehobene Stimmung versetzt. Die kontrollierenden Leute stellten die Stellen fest, an denen sich Wassertropfen bemerkbar machten oder sich gar Wasserstrahlen zeigten. Das Vakuum blieb längere Zeit erhalten, und 18 Stunden nach der ersten Untersuchung stiegen die gleichen Leute wieder ein, um etwaigen neuen Leckstellen nachzuspüren. Die angezeichneten Undichtigkeiten wurden dann unter normalem atmosphärischen Druck abgesucht und beseitigt. Undichtigkeiten in der Blechhaut oder in den Stirnabschlüssen fand man nicht. Die herausstehenden Enden von Konstruktionsteilen, die später im Fluß mit dem nächsten Tunnelement zu verbinden waren, waren nicht mit

<sup>1</sup> Über den Maastunnel in Rotterdam vgl. die Berichte von Bunnies, Bauing. 21 (1940) S. 172 und S. 343 und von Arnold, Bauing. 22 (1941) S. 294.

einer wasserdichten Schicht versehen. Hier konnte Wasser in den Beton eindringen.

Der Aufbau der Tunnelabschnitte am Steg im Waalhafen verlief programmäßig, man mußte auf die Herstellung der Abschlußwände, des Freibords und der Ballastkästen allerdings besondere Sorgfalt verwenden. In dem strengen Winter 1939/40 wurden 7 Abschnitte am Steg ausgerüstet. Drei Monate lang mußte eine Rinne um die Abschnitte herum eisfrei gehalten werden, und das Eis, das sich durch die Undichtigkeiten des Freibords gebildet hatte, war aufzuhacken und zu entfernen, um die Tunnelemente durch eine zusätzliche Last nicht tiefer sinken zu lassen. Die kritischen ersten Monate des Jahres 1940 gaben Veranlassung, verschiedene Vorsichtsmaßnahmen zu ergreifen. Ingenieure erhielten den Auftrag, sich im Falle von Kriegereignissen sofort mit Arbeitsleuten nach der Baustelle zu begeben. Als dann am 10. Mai der Krieg ausbrach

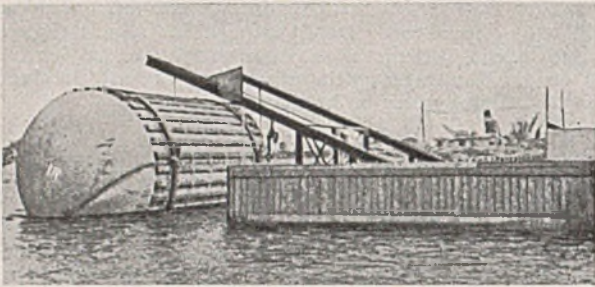


Abb. 3. Anbringen eines Walzenpontons.

und die Wachmannschaften die Flucht ergriffen, waren die Ingenieure und ihre Hilfsmannschaften mit einem Motorboot zur Stelle. Obwohl Geschößstücke den Freibord und die Abschlußwände durchschlugen, hielten die Leute vier Tage aus und hielten die Tunnelemente mit Motorpumpen in schwimmendem Zustand. Die elektrische Kraftzuleitung war unterbrochen.

Nach fertiggestelltem Aufbau und nach einer angemessenen Zwischenzeit wurden die Tunnelabschnitte vom Steg nach dem Absenkungsplatz verschleppt und an vier schweren Ketten verankert. Hierauf begann man mit dem Aufbau der Hilfseinrichtungen zum Absenken. Diese

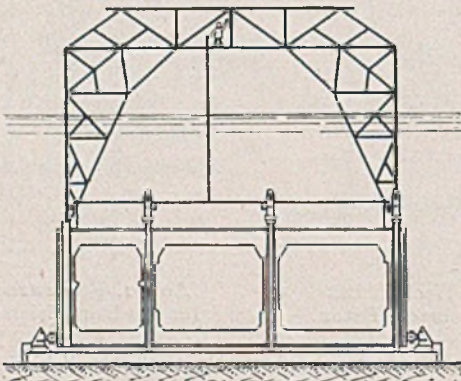


Abb. 4. Tunnelement mit Pendelstützen und Querlager.

bestanden in der Hauptsache aus zehn Schwimmern, drei Richttürmen, hydraulischen Geräten, Meßinstrumenten und einem Spülgerät. Ein Tunnelstück mit den Hilfseinrichtungen wog 1350 t mehr als das verdrängte Wasser. Mit einem Freibord ließ sich das Absenken nicht ermöglichen; anstatt dessen verwandte man zehn Schwimmer. Dies waren Walzenpontons aus zusammengeschweißten Stahlblechplatten (Abb. 3), jede Walze mit einem Rauminhalt von 210 m<sup>3</sup> wog 30 t. Zur Befestigung eines Walzenpontons wurde dieser in einen Kran eingehängt, mit Wasser gefüllt und seitwärts vom Tunnelement unter Wasser gelassen. Taucher machten die Pontons an Ankern fest, die im Tunnelstück einbetoniert waren; dann wurden die Pontons durch Preßluft leer geblasen. Jeder Ponton war mit einem Wassermesser versehen, um die Menge des Wassers feststellen zu können. Nach dem Ausblasen aller 10 Pontons trieb das Tunnelement mit einem Freibord von 50 cm auf. Dann konnten ohne Gefahr die hölzernen Stirnstücke und die aufgesetzten Freibordwände entfernt werden. Die hölzernen Kopfschotte waren so ausgebildet, daß sie durch einen Schwimmkran abgezogen und weggebracht werden konnten.

Mittels Schwimmkran wurden die beiden Richttürme auf das Tunnelement gesetzt. Im ganzen waren drei solche Türme in Benutzung, der dritte Turm stand aber im Fluß auf dem freien Ende des zuletzt abgelassenen Tunnelstücks. Diesen Turm nannte man den festen, während man die beiden Türme auf dem abzusenkenden Tunnelement mit Haupt- und Nebenturm bezeichnete. Der Hauptturm stand dem festen Turm am nächsten. Nach erfolgtem Absenken und fertiger Fugenverbindung wurden Haupt- und fester Turm entfernt und als Haupt- und

Nebenturm auf das folgende Tunnelstück gestellt, während der Nebenturm als neuer fester Turm im Fluß stehen blieb. Die Richttürme hatten eine Höhe von 24 m, in 18 und 22 m Höhe befanden sich Plattformen. Auf der untersten standen drei schwere Verholwinden; die oberste Plattform des festen und des Nebenturmes dienten als Kontrollplatz mit den verschiedensten Meßinstrumenten.

Die hydraulischen Einrichtungen bestanden aus Pendelstützen, Pressen und Ölpumpen. Die Stützen waren in den Tunnelwänden geführt; sie ragten 1/2 cm aus dem Boden des Tunnelements heraus, und sie wurden auf der Tunneldecke durch hydraulische Pressen abgefangen (Abb. 4). Beim Absenken ruhte der Tunnelabschnitt mit den Stützen auf zwei in der Flußsohle verlegten Querlagern. Das Tunnelement ließ sich dadurch genau einstellen, selbst wenn die Querlager nicht waagrecht lagen; diese aus eisenbewehrtem Beton hergestellten Lager waren 3 m breite, 30 m lange und 200 t schwere Platten, an deren Enden seitliche Anschläge aus Gußstahl angeordnet waren, zwischen denen sich das Tunnelstück mittels Seitenpressen in der Querrichtung festhalten ließ. Die an Land hergestellten Querlager wurden mit Schwimmkränen angefahren und in die dafür gebaggerten Rinnen abgelassen. Nach dem Absenken dieser Lager, die naturgemäß nicht vollkommen waagrecht

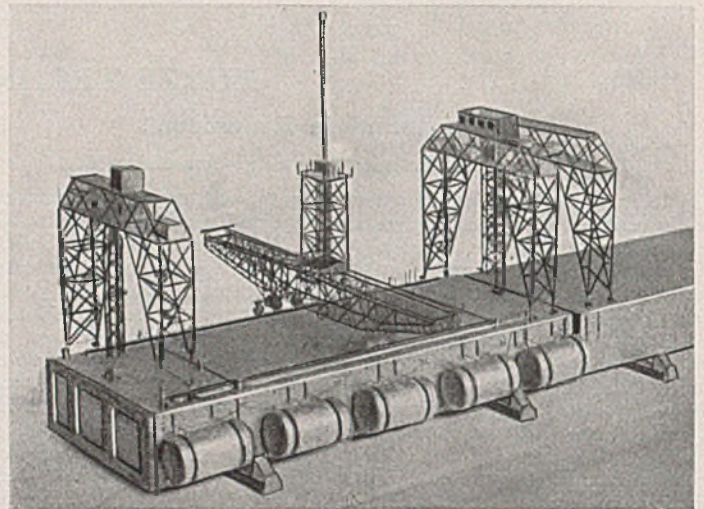


Abb. 5. Tunnelement nach dem Absenken (Modell).

lagen, mußte die genaue Lage sauber eingemessen werden. Hierfür verwandte man ein 25 t wiegendes Meßgerät, das auf das Querlager gesetzt wurde. Mit Hilfe von Stellschrauben, die durch Taucher angebracht wurden, bis sie auf dem Querlager ruhten, konnte die Lage abgetastet werden. Hinterher setzte man das Meßgerät wieder an Land und stellte die Maße fest. Die hydraulische Bedienungseinrichtung auf dem Hauptturm bestand aus einem System von Manometern, Sicherheitsventilen, Meßdosen usw. Es war möglich, vom Hauptturm aus den Tunnelabschnitt nach dem Versenken in der Längs- und Querlage genau einzustellen.

Das Gerät zum Unterspülen des Tunnelements war eine 80 t schwere Maschine, die auf Rädern auf der Tunneldecke verfahren werden konnte. Das Spülgerät füllte den Zwischenraum zwischen Tunnelboden und der Sohlenrinne mit Sand aus.

Das erste Tunnelement wurde nicht gleich auf dem endgültigen Platz abgesetzt, da man es für richtig hielt, zunächst einmal eine Probeabsenkung durchzuführen. Hiervon versprach man sich verschiedene wertvolle Ergebnisse; die Hilfseinrichtungen konnten einer Probe unterworfen werden; das Personal wurde mit dem Vorgang vertraut gemacht, und es ließen sich Aufschlüsse über die Bewegung der Tunnelemente und über das Zusammendrücken des unterspülten Sandes erzielen. Die Probeabsenkung geschah Ende 1939; sie verlief ohne Fährnisse. Anschließend begann man mit dem endgültigen Absenken.

Die Abb. 5 zeigt die Lage eines Tunnelements nach dem Absenken im Modell. [Nach M. Lassen Nielsen in De Ingenieur 56 (1941) S. B 107.]  
B u n n i e s, Hamburg.

### Eine 498 m lange Eisenbetonbrücke über den Kongo.

Zur Verbindung von Stanleyville, im Innern von Belgisch-Kongo am Kongo gelegen, zum Tanganjika-Gebiet standen bisher drei Teilstrecken einer Eisenbahn zur Verfügung. Es bestand Bahnverbindung zwischen Stanleyville und Ponthierville (126 km), zwischen Kindu und Kongolo (355 km) und zwischen Kabalo und Albertville am Tanganjika-See (273 km). Die Zwischenstrecken Ponthierville—Kindu und Kongolo—Kabalo mußten durch Flußtransporte auf dem Kongo bewältigt werden. Zur Verbesserung dieser Verhältnisse wurde jetzt die 86 km lange Verbindung zwischen Kongolo und Kabalo fertiggestellt. Die Strecke beginnt auf dem linken Flußufer in Kongolo, überquert dann den Kongo bzw. Lualaba, wie der Strom oberhalb von Stanleyville genannt wird, mittels einer 498 m langen Brücke, verläuft dann am

rechten Ufer flußaufwärts und erreicht nach einer Überquerung des Lukuga-Flusses mittels einer 160 m langen Eisenbetonbrücke Kabalo. Das bedeutendste Bauwerk, die Brücke bei Kongolo (Abb. 1), die 1939 fertiggestellt wurde, soll nachfolgend beschrieben werden.

Die Brücke wurde an einer Stelle errichtet, wo der Fluß sich bei Niedrigwasser in zwei Arme von ungefähr 65 und 50 m teilt. Bei Hochwasser, das um 5 m über den Niedrigwasserspiegel ansteigt, beträgt die Flußbreite bis zu 500 m. Wegen der großen Fließgeschwindigkeit und der Unmengen von Schwimmstoffen (Papyrus-Inseln) mußte man von der Erstellung von Lehrgerüsten im Flußlauf absehen. Das Bauwerk überbrückt zwölf Öffnungen, davon zwei größere über die genannten Niedrigwasserarme. Vom linken zum rechten Ufer folgen nacheinander: sieben Öffnungen von 34,30 m, dann eine von 70,00 m, eine von 34,30 m, eine von 30,70 m, eine von 52,00 m und eine von 37,90 m Stützweite.

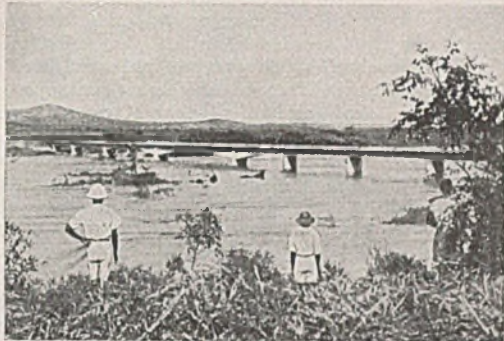


Abb. 1. Kongobrücke bei Kongolo. Gesamtansicht.

Über den ersten und den letzten Pfeiler hinaus sind noch Konsolen von 15,00 m Länge ausgeführt worden. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 498 m. Die Brücke ist aufgeteilt in vier Einzelbauwerke von über vier Stützen durchlaufenden Balken. Die Überbauten haben in den ersten 5 Feldern eine gleichbleibende Höhe, während die großen Felder und jeweils die beiden benachbarten veränderliche Höhen aufweisen.

Die Brücke trägt eine Straße von 3,00 m Breite und in der Straßenmitte ein Eisenbahngleis von 1,00 m Spurweite. Durch kleine Schutzmauern von der Straße getrennt sind beiderseits 1,25 m breite Gehwege angeordnet. Die Gesamtbreite zwischen den Geländern beträgt 6,05 m. Als Belastung wurde ein Lastenzug von zwei Lokomotiven von 82 t mit Tendern von 48 t und Wagen von 48 t eingesetzt.

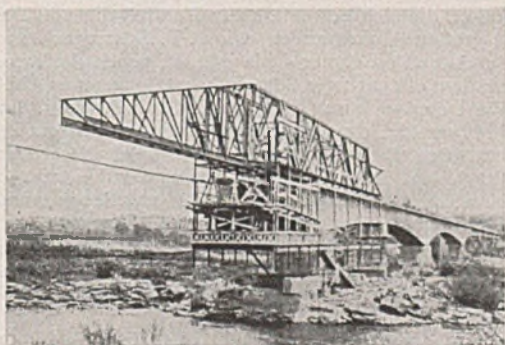


Abb. 2. Freivorbau beim 52 m-Überbau.

Die Pfeiler konnten bei Niedrigwasser sämtlich im Trockenen auf dem anstehenden Felsen gegründet werden. Oberwasserseitig angeordnete schmale stahlgepanzerte Pfeilervorbauten dienen zum Zerteilen der angeschwemmten riesigen Papyrus-Inseln. Diese Inseln erreichen bis über 30 m Durchmesser. Den durch sie ausgeübten waagerechten Druck schätzt man auf 100 t.

Die Auflager bestehen aus gepanzerten Stahlbetonkonstruktionen, eine Ausführung, die am besten den kurzen Bauzeiten angepaßt war. Beim festen Auflager kann die ebene Unterfläche des Überbaues auf einem zylindrischen Körper des Pfeilers Kippbewegungen ausführen. Besondere senkrechte Rundisen verbinden beide Teile in der Kipplinie. Die beweglichen Auflager sitzen unter den beiden Hauptträgern bzw. den Wangen des Kastenträgers. Sie bestehen aus zwei gepanzerten Wälzkörpern, die durch eine darüberliegende ebene Platte zu einem einheitlichen Rollenlager verbunden sind. Für diese Körper wurden an der Universität Brüssel Modellversuche gemacht.

Der Brückenquerschnitt besteht aus einem geschlossenen Stahlbetonkasten mit aussteifenden Querwänden. Der Kasten ist innen 2,10 m breit. Die äußere Breite des Kastens und damit die Breite der Kastenwangen nimmt von der Brückenmitte zu den Widerlagern hin zu. Der Grund für diese Maßnahme war die Aufnahme der durch die Stützmomente hervorgerufenen unteren Druckspannungen und die Vorsorge

für eine genügende Windsteifigkeit der Brücke. So nimmt der Achsabstand der Wangen von 2,45 m in Brückenmitte bis auf 3,10 m über den Auflagern zu. Die Überbauten von 34,30 m Stützweite sind mit einer gleichbleibenden Gesamthöhe von 2,30 m, d. i.  $1/15$  der Stützweite, ausgeführt worden. Der Überbau von 70 m Stützweite hat in der Mitte eine Höhe von 2,50 m, d. i.  $1/28$  der Stützweite. Diese Höhe nimmt zu den Auflagern bis hin auf 5,35 m, d. i.  $1/13$  der Stützweite, zu. Die untere Leibung des Kastenträgers bildet hier eine Parabel mit anschließenden Tangenten. Die Höhe des 52 m-Überbaues nimmt von 2,30 auf 3,80 zu, d. i.  $1/22,5$  bzw.  $1/13,7$  der Stützweite. In den zu den großen Feldern gehörigen Nachbarfeldern erhielten die Kästen in der Nähe der äußeren Auflager zum Teil eine Belastung aus Füllbeton, damit in allen Fällen ein positiver Auflagerdruck entsteht. Besondere Verankerungen erhöhen noch die Sicherheit gegen Abheben.

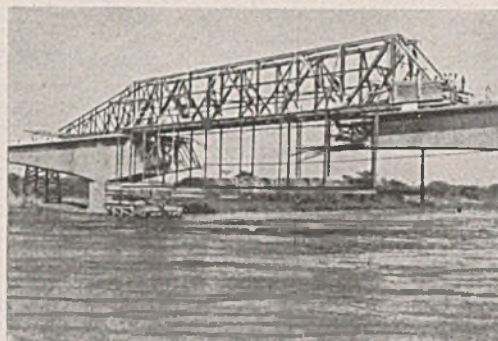


Abb. 3. Vorbelastung der im Freivorbau erstellten 32 m langen Konsole (rechts) des 70 m-Überbaues durch das Gewicht der Betonierbrücke.

Die Herstellung der Überbauten geschah mit Hilfe von Hängegerüsten, die an einer verfahrbaren eisernen Brückenkonstruktion befestigt wurden. (Abb. 2, 3 und 4). Vorgegangen wurde vom linken zum rechten Ufer. Nach der Ausrüstung der ersten Öffnung, die auf einem üblichen Lehrgerüst betoniert worden war, wurde auf dieser die stählerne Brücke montiert und auf Rollen so weit vorgefahren, daß mit ihrer Hilfe die zweite Öffnung betoniert werden konnte. Nach Herstellung der zweiten Öffnung fuhr die Brücke weiter vor, und es wurde in derselben Weise die dritte Öffnung betoniert und so fort. Die beiden Hauptträger der eisernen Brücke sind Fachwerkträger von 40 m Stützweite, 5,77 m Höhe und 2,50 m Achsabstand. Der Achsabstand wurde so gewählt,



Abb. 4. Der Überbau von 70 m Stützweite.

damit die Lasten auf die Kastenwangen der Stahlbetonbrücke zu stehen kommen. Es waren bei der eisernen Montagebrücke ferner alle Vorkehrungen getroffen worden, daß sie nach Abschluß der Arbeiten an der Kongobrücke an einer anderen Stelle als selbständige Eisenbahnbrücke von 40 m Stützweite aufgestellt werden konnte. Zum Einfahren der Brücke über eine Öffnung diente noch ein Verlängerungsstück von 18,50 m Länge, dessen Hauptträger in einem Achsabstand von 1,25 m angeordnet waren. Dieser verringerte Achsabstand ergab sich aus der Forderung, daß die provisorischen eisernen Auflagerböcke für die eiserne Brücke auf den Pfeilern nicht den Platz für die Lager der endgültigen Brücke (unter den Kastenwangen!) einnehmen durften. Wie man mit der Belastung durch die Montagebrücke die Kräfte und Momente im Stahlbetonbauwerk, besonders bei den großen Stützweiten, beeinflusste, wurde in dieser Zeitschrift schon beschrieben.<sup>1</sup>

Die Zuschlagstoffe wurden an Ort und Stelle gewonnen. Der Zement wurde von einer Zementfabrik des Kongogebietes geliefert. Für die Pfeiler war 350 kg Zement je m<sup>3</sup> Fertigbeton vorgeschrieben, für die Überbauten 375 kg/m<sup>3</sup> hochwertiger Zement und für die Auflagerkörper 500 kg/m<sup>3</sup> hochwertiger Zement. Nach der statischen Berechnung erhält der Beton Druckspannungen bis zu 80 kg/cm<sup>2</sup>. Die Eisen sind dagegen

<sup>1</sup> Bauing. 21 (1940) S. 205

nur bis 1200 kg/cm<sup>2</sup> ausgenutzt. Einschließlich Windbeanspruchung mit einem Winddruck von 150 kg/m<sup>2</sup> und Bremskräften erhöhen sich die oben angegebenen Werte noch um 10%.

Bei zahlreichen Betonuntersuchungen während der Bauausführung stellte man folgende Eigenschaften des Betons fest:

Beton mit 350 kg Zement für die Pfeilergründung (Mittelwerte aus 8 Versuchsreihen):

Gewicht des Betons . . . . .	2,41 t/m <sup>3</sup>
Druckspannung (mittlere) beim Bruch . . . . .	354 kg/cm <sup>2</sup>
Kleinste Druckspannung (Mittel aus 8 Reihen) . . . . .	275 kg/cm <sup>2</sup>
Alter . . . . .	58 Tage

Beton mit 450 kg Zement für die Auflagerbänke auf den Pfeilern (Mittelwerte aus 3 Versuchsreihen):

Gewicht des Betons . . . . .	2,38 t/m <sup>3</sup>
Mittlere Druckspannung beim Bruch . . . . .	419 kg/cm <sup>2</sup>
Mittlere kleinste Druckspannung . . . . .	338 kg/cm <sup>2</sup>
Alter . . . . .	60 Tage

Beton mit 375 kg Zement für die Überbauten (Mittelwerte aus 17 Versuchsreihen):

Gewicht des Betons . . . . .	2,38 t/m <sup>3</sup>
Mittlere Druckspannung beim Bruch . . . . .	365 kg/cm <sup>2</sup>
Mittlere kleinste Druckspannung . . . . .	282 kg/cm <sup>2</sup>
Alter . . . . .	48 Tage.

Auf eine sorgfältige Herstellung des Betons wurde größtes Gewicht gelegt. Besonders wurde die Beigabe der Zuschlagstoffe, deren Kornzusammensetzung den Kurven von Bolomey und Fuller entsprechen mußte, dauernd streng überwacht. Das Einbringen geschah mittels üblicher Verfahren, nur an Stellen mit sehr dichter Bewehrung und dort, wo der Beton sehr große Druckbeanspruchungen erleidet, wurden Rüttelmaschinen eingesetzt. Um die Verarbeitbarkeit des Betons für dicht bewehrte Konstruktionsteile zu erhöhen, setzte man dort Kieselsgur in Mengen von 3% des Zementgewichts zu. Dadurch wurde die Verarbeitbarkeit des Betons ohne Festigkeitseinbuße erhöht. Man betonerte den Kasten stets in voller Höhe, ohne waagerechte Arbeitsfugen. Die Arbeitsfugen verliefen schräg, wobei die Neigung der Richtung der Hauptdruckspannungen angepaßt war. Die Fugen wurden mit Stufenhöhen von 50–60 cm abgetrept ausgeführt. Die Betonierabschnitte von Fuge zu Fuge entsprachen der Tagesleistung der durch zwei Europäer angeführten Betonier-Kolonnen.

Als Bewehrung wurde Handelsbaustahl 37/44 verwendet. Die Aufteilung der nach der statischen Berechnung erforderlichen Bewehrung ist bei einem derartigen Bauwerk im Innern Afrikas ein schwieriges Problem. Üblicherweise hätte man für die Hauptbewehrung Rundeisen sehr großen Durchmessers und sehr großer Länge verwendet. Das war hier unmöglich, weil lange Rundeisen meist ganz verbogen und verdreht die Verwendungsstelle erreichen. Meist handelt es sich gerade bei den langen Eisen um die stärkeren Kaliber, bei denen dann die Instandsetzung sehr schwierig, ja die Verwendung sogar manchmal unmöglich wird. Diese Umstände zwingen dazu, die Eisenlängen zu beschränken. Wegen der unregelmäßigen Belieferung ist es ferner auch unmöglich, die Eisen nach verschiedenen Längen zu bestellen, da dann u. U. die gerade benötigten Längen wegen Transportstockungen noch nicht eingetroffen sind. Die Hauptbewehrungseisen wurden daher einheitlich in Längen von 13 und 14 m angeliefert. Das gab natürlich eine ungewöhnlich große Menge von Stößen, für die im Querschnitt Platz gefunden werden mußte. Der Platz war aber wiederum sehr beschränkt, weil man wegen der Stöße keine großen Kaliber verwenden durfte und deshalb eine sehr große Anzahl Eisen mittlerer Durchmesser gewählt werden mußte. An den Stoß-Stellen wurden die Eisen mit den Enden stumpf aneinandergelegt. Die Enden waren nicht mit Haken versehen, um Platz zu sparen und um nicht das Eindringen des Betons zu verschlechtern. Der Eisenquerschnitt an den Stoß-Stellen wurde durch besondere zugelegte Stoßdeckungseisen ersetzt. Die Stöße sind mit gleichen Abständen versetzt angeordnet, wobei die Abstände gleich den notwendigen Überdeckungsängen gewählt wurden. Ein Zulageeisen wird auf seine ganze Länge hin zur Deckung einer ganzen Reihe von Stößen ausgenutzt. Mit Haken sind nur die Enden der Schrägeisen und der unteren Eisen auf den Endstützen versehen.

Die Probelastung unter dem der Berechnung zugrunde gelegten Lastenzug ergab folgende größte Durchbiegungen:

10 mm am Ende der Konsolträger am linken Ufer,
7 mm in der Mitte der Öffnung 4–5 von 34,30 m,
12 mm in der Mitte der Öffnung 8–9 von 70 m,
13 mm in der Mitte der Öffnung 11–12 von 52 m.

Aus den Messungen ergab sich ein hoher Elastizitätsmodul des Betons von 360 000 kg/cm<sup>2</sup>. Nach den Probelastungen zeigte das Bauwerk nirgends Risse oder sonstige Fehler.

Es wurden ferner Messungen über die Längsbewegung der Brücke an den beweglichen Lagern in Abhängigkeit von den Veränderungen der Lufttemperatur gemacht. Dabei zeigte sich, daß die Bewegungen der Brücke um rd. 16 Stunden den Bewegungen der Lufttemperatur nach-eilen, d. h., wenn die Lufttemperatur um 14h am höchsten war, so macht sich das erst am nächsten Morgen um 6h in der größten Dehnung der Brücke bemerkbar. Eine andere wesentliche Feststellung war die, daß die täglichen Bewegungen der Rollenlager durchaus nicht den vollen Schwankungen der Lufttemperatur entsprachen, sondern höchstens einem Viertel. Man erklärt das damit, daß die mittlere Temperatur

der Betonquerschnitte der Brücke infolge der großen Stärken der Kastengewangen und infolge des mit Luft gefüllten Hohlraumes nur gedämpft den Schwankungen der Außentemperatur folgen kann.

[Nach Annales des Travaux publics de Belgique 94 (1941) S. 161.]  
Dr.-Ing. Orth, Berlin.

### Arbeitstagung Zement.

Die erste Arbeitstagung des Arbeitsringes Zement in der Fachgruppe Bauwesen des Nationalsozialistischen Bundes Deutsche Technik wurde in München mit der Begrüßungsansprache des Vorstandsmitgliedes Dr. Prüssing am 6. Oktober 1941 eröffnet. Dr. Prüssing lobte die Genugtuung hervor, die ihn darüber erfüllte, daß im Arbeitsring Zement nunmehr sehr viele Einrichtungen und Verbände zu praktischer Arbeit vereinigt werden konnten, die sich bisher erbittert bekämpft haben. Der Arbeitsring Zement bestehe seit etwa einem Vierteljahr und halte jetzt seine erste Tagung ab, bei der die ersten Ergebnisse der gemeinsamen Forschung bereits vorgelegt werden könnten. Der Arbeitsring Zement ist durch die drei technischen Zementvereine, und zwar den Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten, den Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke und den Verein deutscher Hochofenzement-Werke, gegründet worden. Die Unternehmerschaft ist also im Arbeitsring besonders stark vertreten. Während nun früher die Forschungstätigkeit der Unternehmerorganisationen, wie z. B. des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten, eine erhebliche war, so hat diese Forschungstätigkeit in den letzten Jahrzehnten mehr und mehr nachgelassen. Es ist aber wichtig, daß gerade der Unternehmer praktische Forschung betreibt, und zwar nicht nur für sich selbst, sondern auch vor allem im Interesse der Allgemeinheit. Das Ziel des neugegründeten Arbeitsringes wird es deshalb sein, die von Einzelnen gewonnenen Erfahrungen auszuwerten und der Allgemeinheit der Zementindustrie zur Verfügung zu stellen. Zu diesem Zweck wird der Arbeitsring Zement durch gemeinsame auf einheitlicher Basis durchzuführende systematische und energische Forschungsarbeit erreichen, daß Verbesserungen, die zu qualitativen und quantitativen Leistungssteigerungen führen, nicht ein durch falsche privatwirtschaftliche Einstellung bedingtes geheimnisvolles Monopoldasein genießen.

Der Arbeitsring Zement setzt sich aus 5 Arbeitsausschüssen zusammen, die die Fachgebiete Chemie, Maschinentechnik, hydraulische Zusätze, Zementverarbeitung und Normenfragen bearbeiten. Nach der Eröffnungsansprache des Vorsitzenden wurde das erste Referat von Prof. Dr. Grün über das Thema „Mensch und Technik“ gehalten. Prof. Grün betonte in diesem allgemein gehaltenen Vortrag die Erfolge der Technik für die menschliche Kultur und stellte die kulturschöpferische Tätigkeit der Technik in den Vordergrund.

Das 2. Referat erstattete Dr. Haegermann mit einem Vortrag über Massenbauzemente. Unter Massenbauzementen werden Bindemittel verstanden, die sich besonders zur Herstellung von Bauten oder Bauteilen mit großen Abmessungen, wie z. B. Sperrmauern, Schleusen und großen Fundamenten eignen. Sie müssen neben der erforderlichen Festigkeit vor allem ein geringes Schwindmaß, langsames Abbinden und eine geringe Wärmeentwicklung beim Abbinden aufweisen. Das letztere ist besonders notwendig, da sonst beim Abbinden zwischen Kern und Schale Temperaturunterschiede und beim Ausgleich dieser Unterschiede Schalenrisse entstehen. Im Vortrag wurde eingehend erörtert, wie durch Zusätze von Trass zum Portlandzement die Hydrationswärme des Portlandzementes herabgesetzt werden kann. Außerdem übt auch die Malfeinheit einen beachtlichen Einfluß auf die Hydrationswärme aus, und zwar steigt diese mit der Feinheit der Malung. Die Untersuchungen sind vor allem im Hinblick auf die Aufgaben der Zementindustrie in der Nachkriegszeit von besonderer Bedeutung.

Das 3. Referat wurde von Dr. Keil aus Düsseldorf über Arbeiten auf dem Gebiet der Zementprüfung erstattet, wobei die alten und neuen Normprüfungen sowie andere Untersuchungsmethoden behandelt wurden.

Das letzte Referat hielt Dr. Obenaier über die Aufgaben der Klinker-Mikroskopie. Der mikroskopischen Erforschung des Portlandzement-Klinkers stehen 2 lichtoptische Methoden zur Verfügung. Die ältere Methode arbeitet mit dem Dünnschliff zur Beobachtung im durchfallenden Licht, während die neuere Methode in der Anschließungsuntersuchung im auffallenden Licht besteht. Die letztere Methode ist in der letzten Zeit mehr in den Vordergrund getreten, da sie sich als praktischer erwiesen hat. Die Aufgaben der mikroskopischen Untersuchung des Klinkers bestehen zunächst in der Überwachung und Weiterentwicklung des Produktes. Aus einer Veränderung des Schliffbildes können Schlüsse über Veränderungen der Herstellungsbedingungen oder des Materials gezogen werden. Außer dieser Überwachung des Produktionsvorganges geht man jetzt schon so weit, daß man aus dem mikroskopischen Bild Aussagen über die technischen Eigenschaften eines Zementes machen kann. Die Vervollkommnung dieser noch in den Anfängen stehenden Untersuchungsmethode muß das Forschungsziel der Klinker-Mikroskopie sein.

Die anschließenden Berichte der Obmänner der einzelnen Ausschüsse (Dr. Haegermann, Direktor Anselm, Dr. Keil und Dr. Schneevogt) ergaben, daß die in der Eröffnungsansprache erwähnten Arbeitsausschüsse bereits erhebliche Vorarbeiten geleistet haben und daß weitere Leistungen von ihnen erwartet werden können.

Grünig, Berlin.