

DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

20. Februar 1940

Heft 7/8

ERGEBNISSE AN EINER FROSTVERSUCHSSTRECKE DER REICHAUTOBAHN UNTER DER VERKEHRSBEANSPRUCHUNG.

Von Dr.-Ing. Karl Keil, Dresden.

DK 624.131.435

Inhaltsangabe: Es werden erstmalig und eingehend die Versuchsstreckenergebnisse der einzigen Frostversuchsstrecke der Reichsautobahnen auf frostgefährlichen, bindigen Böden unter Verkehrsbeanspruchung, die vor allem im Winter 1937/38 und auch 1938/39 gewonnen wurden, mitgeteilt.

In einer Folge von drei Berichten wurde vom Verfasser an anderer Stelle¹ über die Anlage und die Ergebnisse an einer 1100 m

Bewährung und das Verhalten der verschiedenen Maßnahmen der Frostsicherung und der Sicherung der Planenheit der Fahrbaudecke gelangen. Abgesehen davon gestatten diese wiederholten Beobachtungen etwaige Zufallsergebnisse einer erstmaligen Beobachtungszeit richtig zu stellen und zu ergänzen und bisher ungenügende Ergebnisse zu korrigieren. Schließlich können bei derartigen Fragen nur wiederholt angestellte Beobachtungen in einem sich auf mehrere Jahre erstreckenden Zeitraum eine den wirklichen Verhältnissen entsprechende Beurteilung ermöglichen, da die Versuchsergebnisse verschiedenartiger Frostperioden berücksichtigt werden.

Betr. die Einzelheiten der Anlage der Versuchsstrecke wird auf die obengenannten Berichte verwiesen.

Die Beobachtungen wurden in gleicher Weise wie im Winter 1936/37 auch 1938/39 durchgeführt und erstreckten sich im einzelnen

1. auf die Beobachtung des Grundwasserverlaufes,
2. auf die Beobachtung und Messung der Bodentemperaturen mit Hilfe von 20 elektrischen Widerstandsthermometern in bestimmten Abständen von 21 cm Tiefe bis zu einer Tiefe von 1,40 m (Abb. 2),
3. auf die Nachprüfung der Außentemperaturen mittels eines Thermographen, der erstmalig aufgestellt wurde,
4. auf Nachprüfung der Deckenlage durch wiederholte Feinmessungen vor, während und nach den Frostperioden,
5. auf Nachprüfen der Veränderung des Bodenwassergehaltes in verschiedenen Tiefen zu verschiedenen Zeiten.

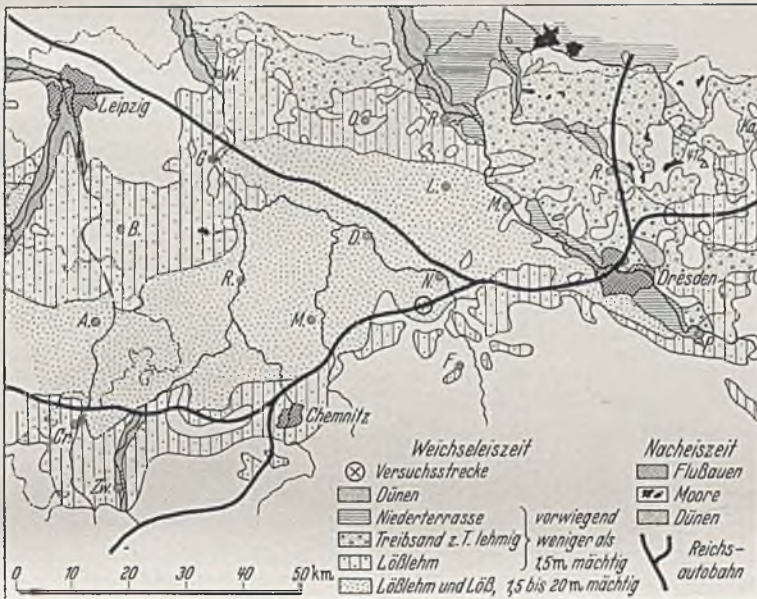


Abb. 1. Lage der Frostversuchsstrecke Zollwald im Reichsautobahnnetz in Sachsen.

langen Frostversuchsstrecke im Bereich der Obersten Bauleitung Dresden der Reichsautobahn (Abb. 1) während des Winters 1936/37 vom Verfasser berichtet.

Während der ersten Beobachtungszeit im Winter 1936/37 wurde die Strecke noch nicht befahren, so daß keine Erfahrungen über das Verhalten unter Verkehrseinflüssen gesammelt werden konnten. Aus diesem Grunde erscheint es wünschenswert und auch zweckmäßig, die Beobachtungen, die im Winter 1937/38 nach Verkehrsübergabe gemacht wurden, mitzuteilen; denn erst so kann man zu einem einigermaßen klaren Urteil über die

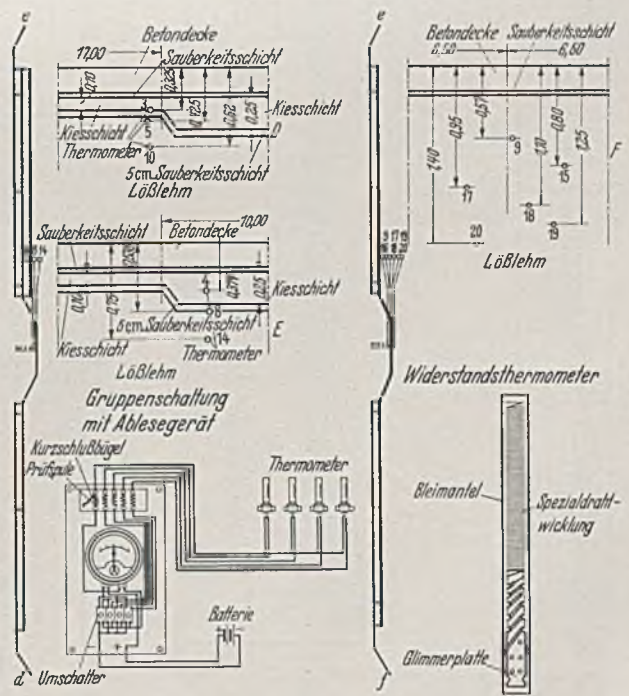
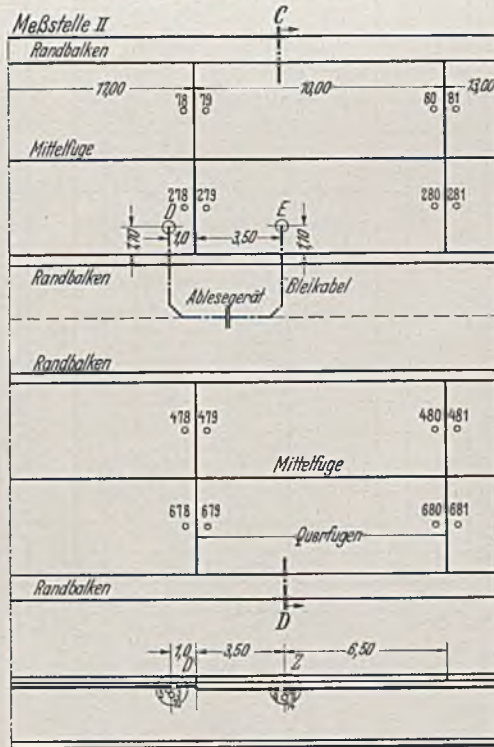


Abb. 2. Einbauplan der elektrischen Fernmeßanlagen.

¹ Der Straßenbau (1938) Heft 5, 6 und 8.

Im Vergleich zu der ersten Beobachtungszeit des Winters 1936/37 sind folgende von dieser Zeit abweichende Tatsachen und Grundlagen der Frostversuchsstrecke vorzuschicken:

1. die Grundwasserverhältnisse waren ungünstigere,
2. der Winter war, beurteilt an der Frosteindringungstiefe im Boden als Maßstab für die Beanspruchung der Decke durch Frosthebungen, milder.

Im einzelnen sind folgende Beobachtungen zu berichten, wobei vergleichsweise, soweit erforderlich, die Ergebnisse während des Winters 1936/37 herangezogen werden.

1. Grundwasserverhältnisse.

Das Grundwasser zeigt infolge der anhaltenden Niederschläge im Herbst 1937 einen durchgängig höheren Stand als im Winter 1936/37.

Der Grundwasserspiegel bewegte sich in den 29 Grundwasserrohren in Tiefen von 0,20 bis 1,50 unter Fahrbahnoberkante (1—2 m) und nur an den Meßstellen, die 1937 kein Grundwasser aufwiesen, verlief er in 1,50—2,50 m Tiefe. Der Grundwasserspiegel war im vergangenen Winter im Bereich der Versuchsstrecke zum erstenmal lückenlos. Infolgedessen war der Boden stärker durchfeuchtet und die Bedingungen für die Frostversuchsstrecke günstiger, für den Verkehr und die Beanspruchung der Decke aber ungünstiger (vgl. Gesamtübersicht über die Frosthebungen, Wasserstände und die Bodenverhältnisse (Abb. 3)). In diesem Plan sind für besondere Tage, und zwar vor Beginn des Frostwetters, am Tage der stärksten Frosthebung und nach Ablauf des Tauwetters, d. h. bei völlig aufgetautem Boden, die Grundwasserstände eingetragen und vergleichsweise die entsprechenden des vergangenen Winters mit angeführt, so daß die ungünstigen Grundwasserverhältnisse ohne weiteres zu erkennen sind.

2. Übersicht über die Frosthebungen.

(Deckenlage vor und während der stärksten Frostperiode sowie nach Beendigung des Frostwetters).

Im Winter 1937/38 sind zwei Frostperioden zu verzeichnen. Während der ersten und strengeren war der Boden, und zwar an der Unterkante der Decke in 21 cm Tiefe unter Fahrbahnoberkante in der Zeit vom 7. Dezember 1937 und 20. Januar 1938 gefroren, die zweite schwächere Frostperiode verlief in der Zeit vom 8. Februar bis 27. Februar 1938.

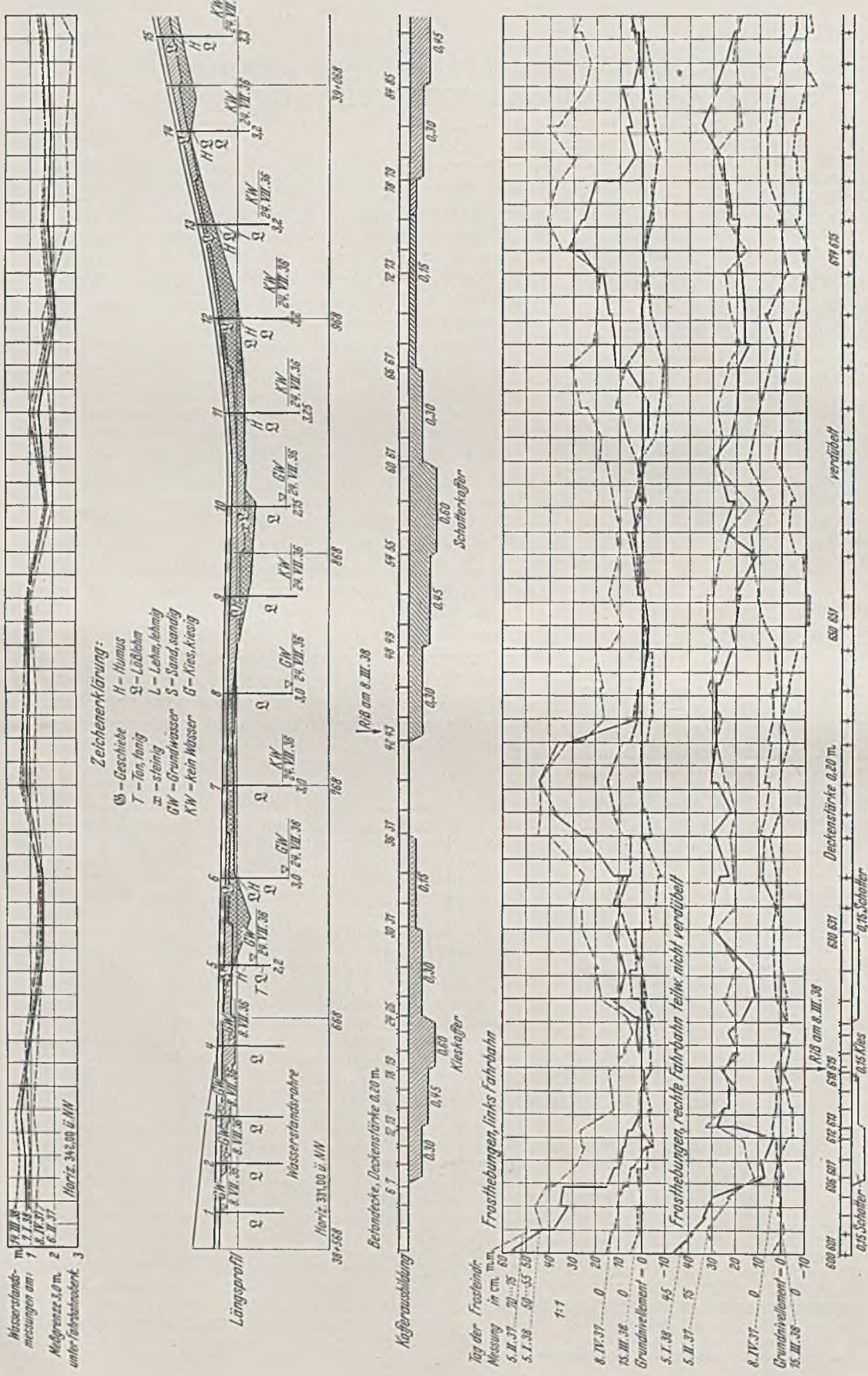


Abb. 3a. Gesamtübersicht über die Frosthebungen, Wasserstände und die Bodenverhältnisse.

Im Übersichtsplan (Abb. 3) sind die Verlagerungen (Hebungen und Senkungen) der Decke während des stärksten Frostwetters und nach Ablauf des Tauwetters aufgetragen, wobei die entsprechenden Deckenlagen des vergangenen Jahres mit berücksichtigt wurden. Gleichzeitig sind die entsprechenden größten Frosttiefen etwa 50—55 cm (bzw. 70—75 [1936/37]) eingetragen. Zunächst ist bemerkenswert, daß trotz der geringeren Frosttiefe die Decke fast in demselben Maße durch Frost gehoben wurde wie im Winter zuvor, wobei infolge der guten Frostschutzwirkung in dem stärkeren Kieskoffer (30—60 cm Stärke) die Verlagerungen der Deckenfelder zwischen diesen Feldabschnitten und den nicht oder nur mit 15 cm Schutzschicht versehenen Abschnitten stark in Erscheinung treten.

Auf der rechten Fahrbahn, deren Querfugen verübelt sind, ist besonders auffällig, daß die wellenartigen Verlagerungen der Decke nach Ablauf des Tauwetters im gleichen Umfange wieder aufgetreten sind. Jedoch wurden größere Hebungen dort, wo 1936/37 Senkungen beobachtet wurden, festgestellt.

3. Wassergehaltsverschiebung während der Beobachtungszeit.

Die wiederholt während der Versuchszeit, vor Frost, während des Frostes und nach Ablauf des Frost- und Tauwetters in regelmäßigen Abständen von 10 zu 10 cm Tiefe bis zu 1 m Tiefe fortschreitend entnommenen Proben zur Überprüfung der Wassergehaltsverschiebungen im Boden unter Frost einfluß lassen wohl eine Anreicherung des Bodenwassers in der Frostzone und unmittelbar darunter erkennen, jedoch sind — wohl infolge des geringen Frostes — keine so auffallenden Veränderungen des Wassergehaltes zu verzeichnen wie im Jahre 1936/37, wie ja auch die Hebungen an der Entnahmestelle der Bodenproben nur 4 cm statt 5,5 cm (1936/37) betragen. Als weiterer Grund für die etwas ungesetzmäßigen Verschiebungen des Was-

sergehalts ist die unterschiedliche Bodenstruktur anzuführen. Schließlich dürfte der hohe Grundwasserverlauf zwischen 50 und

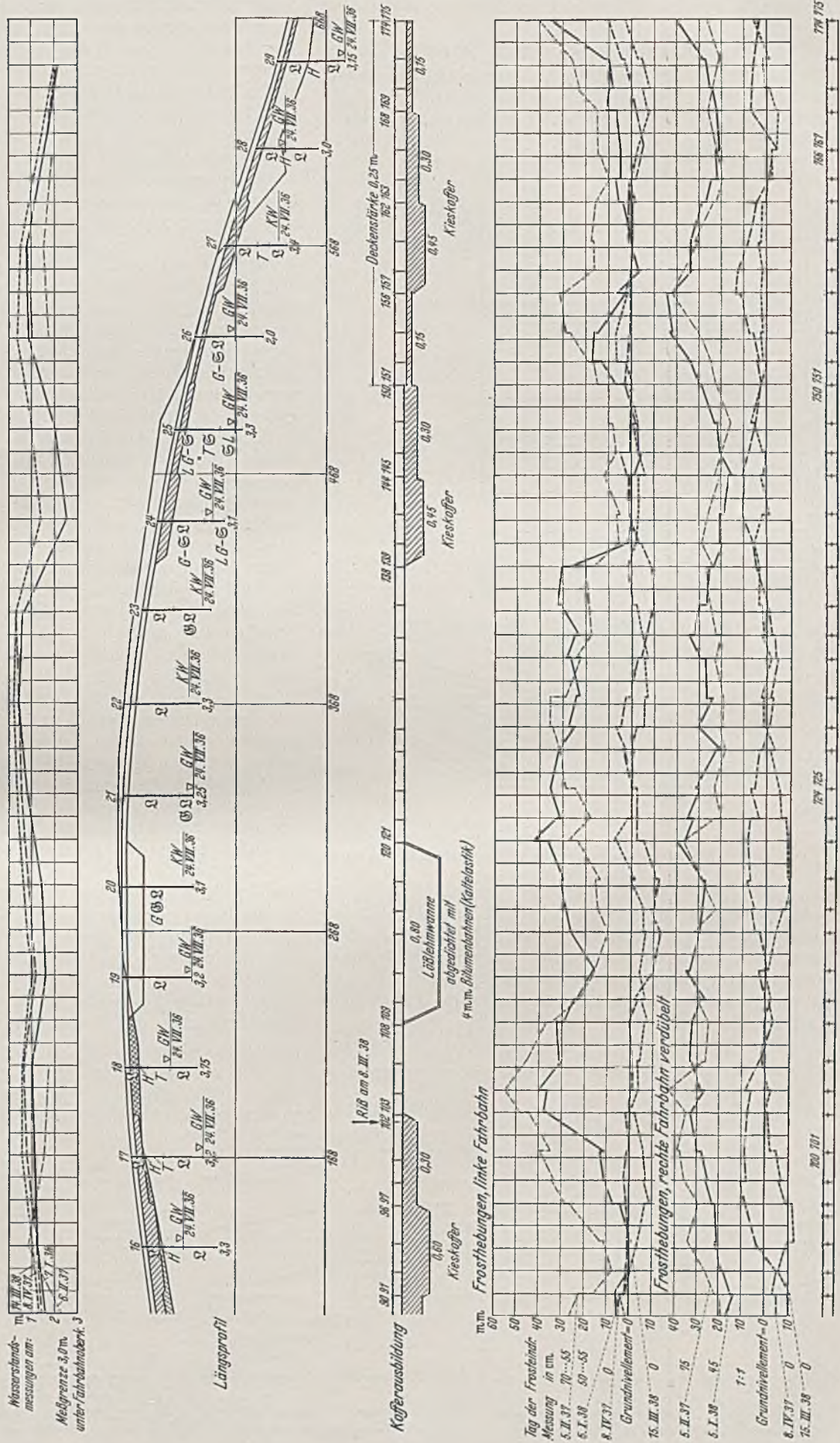


Abb. 3b. Gesamtübersicht über die Frosthebungen, Wasserstände und die Bodenverhältnisse.

60 cm unter Fahrhahnoberkante auch an dieser Stelle diese Wasser-
gehaltsverschiebungen weitgehend beeinträchtigt haben, abgesehen
von unvermeidlichen Fehlereinflüssen bei der Probeentnahme selbst.

4. Die Frostwirkung an der linken Fahrbahn.

Die linke Fahrbahn verläuft, wie Abb. 3 im einzelnen erkennen
läßt, teilweise im flachen Einschnitt, auf niedrigen Dämmen, die
aus frostgefährlichen Lößlehm geschüttet wurden, und im Gelände.

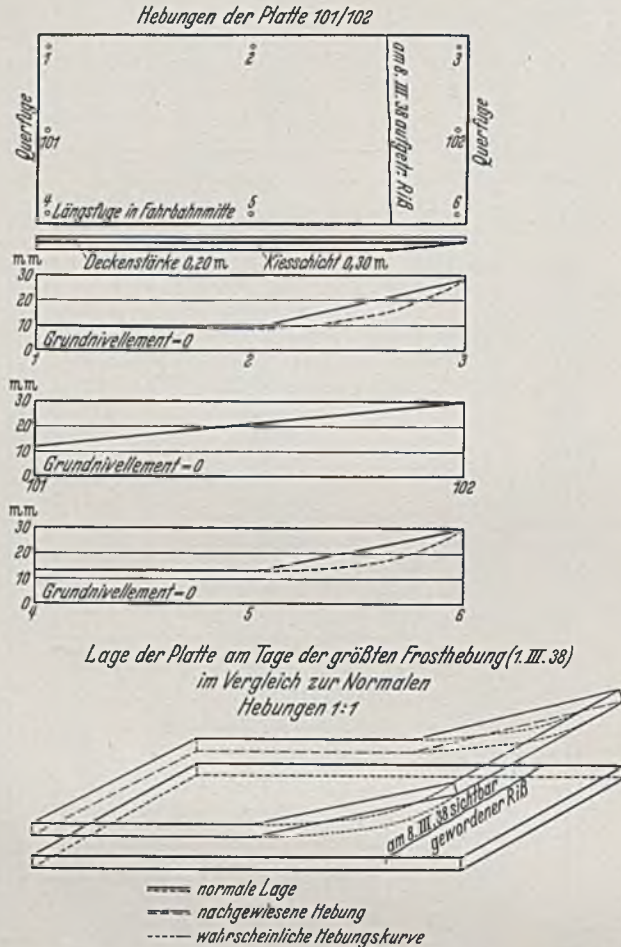


Abb. 4. Darstellung der Beanspruchung schadhafter Betonplatten durch Frost.

Diese Fahrbahn ist nicht verdübelt und mit Frostschutz-
schichten wechselnder Stärke (15, 30, 45 und 60 cm) versehen.
Außerdem wurde ein 80 cm langer Abschnitt nach dem Tropikal-
verfahren mit Bitumengewebbehahnen geschützt, um das Auf-
steigen von Wasser zu verhindern, das heißt, die Frosthebung
möglichst zu unterbinden.

a) Riß bildung. Wie die Abb. 1 zeigt, sind unter Frost-
einfluß, gemessen an der Stärke des Bodenfrostes, im Vergleich zu
früher nicht nur relativ größere Hebungen zu verzeichnen, sondern
die Platten sind auch stärker gegenseitig verlagert und in sich
beansprucht worden, so daß zum ersten Male Risse in zwei am
stärksten beanspruchten Platten beobachtet wurden. Die Riß-
stellen treten an Platten auf, die zwischen beiden Plattenenden
eine Verlagerung von 29 mm bzw. 26 mm erfahren haben. Die
Platten dürften jedoch in sich selbst stärker und ungleichmäßiger
beansprucht sein, sonst müßte man auch am Punkt 138/139 mit
26 mm Höhendifferenz in den Platten einen Riß erwarten. Jedoch
läßt sich dies im einzelnen für die stärkere Frostperiode nicht fest-
stellen, da nur die Hebungen an den Plattenenden an zwei Punk-
ten gemessen wurden. Diese Stellen sind während der zweiten
Frostperiode 1938 und im Winter 1938/39 durch ein dichtes Netz
von Festpunkten (etwa 10 je Platte) genau untersucht worden,
um einen besseren Überblick über die unterschiedliche Beanspru-
chung der Platten zu bekommen (Abb. 4 u. 5). Diese Risse liegen
ausnahmslos am Wechsel nicht frostgeschützter zu frostgeschützten
Abschnitten (30 cm). In den Abb. 4 und 5 sind diese Meßergeb-
nisse besonders dargestellt worden, um zu zeigen, wie die Platten
während der Frostperioden unterschiedlich beansprucht wurden,
und um darzutun, daß derartige Risse nur infolge örtlich besonders
starker Frostbeanspruchungen aufgetreten sind. Diese Darstellung
gibt zugleich ein gewisses Kriterium dafür, wieviel Hebungen eine
Platte vertragen kann, bis sie reißt. Bemerkenswert ist, daß diese
Platten gerade in der abgeschrägten Koffersseite besonders bean-
sprucht wurden und gerissen sind. Die Darstellung der grad-
linigen Verlagerungen in Abb. 3 ist daher etwas schematisch, da
die Sonderdarstellungen (Abb. 4) mehr auf eine gekrümmte, das
heißt unregelmäßige Plattenhebung hinweist. Erhärtet wird diese
Annahme auch dadurch, daß die Stufen an den Querschnitten in den
Ergebnissen der Feinmessungen — die Meßpunkte liegen je 30 cm
von der Querschnitte entfernt — stets etwas geringer erscheinen
(etwa 0,5—1 cm) als die unmittelbaren Messungen der Stufen
mit dem Zollstock ergaben. Obwohl diese Spezialuntersuchung
erst während der zweiten, das heißt schwächeren Frostperiode ein-
setzte, geht doch daraus deutlich die starke, ungleichmäßige Frost-
wirkung hervor, die einmal in der Kofferschräge, zum anderen aber
wohl auch in der Frosteindringungstiefe bis zu etwa 50 cm und dem
an diesen Stellen besonders hohen Grundwasserlauf zwischen
50 und 60 cm unter Fahrhahnoberkante begründet liegen dürfte.

b) Stufen bildung. Als höchste Stufe wurden 5,7 cm
am Beginn der Versuchsstrecke gemessen. Diese Stufe ist 2 cm
größer als im vergangenen Jahr. Der Grund hierfür liegt darin,
daß der anschließende Streckenabschnitt fast nicht gehoben wurde,
da er infolge einer 30 cm starken Frostschutzschicht fast nicht vom
Frost betroffen wurde, so daß in diesem Falle trotz geringen Boden-
frostes stärkere Froststufen zu verzeichnen sind. Wenn somit bei
einer Befahrung und Besichtigung der Autobahn trotz geringen

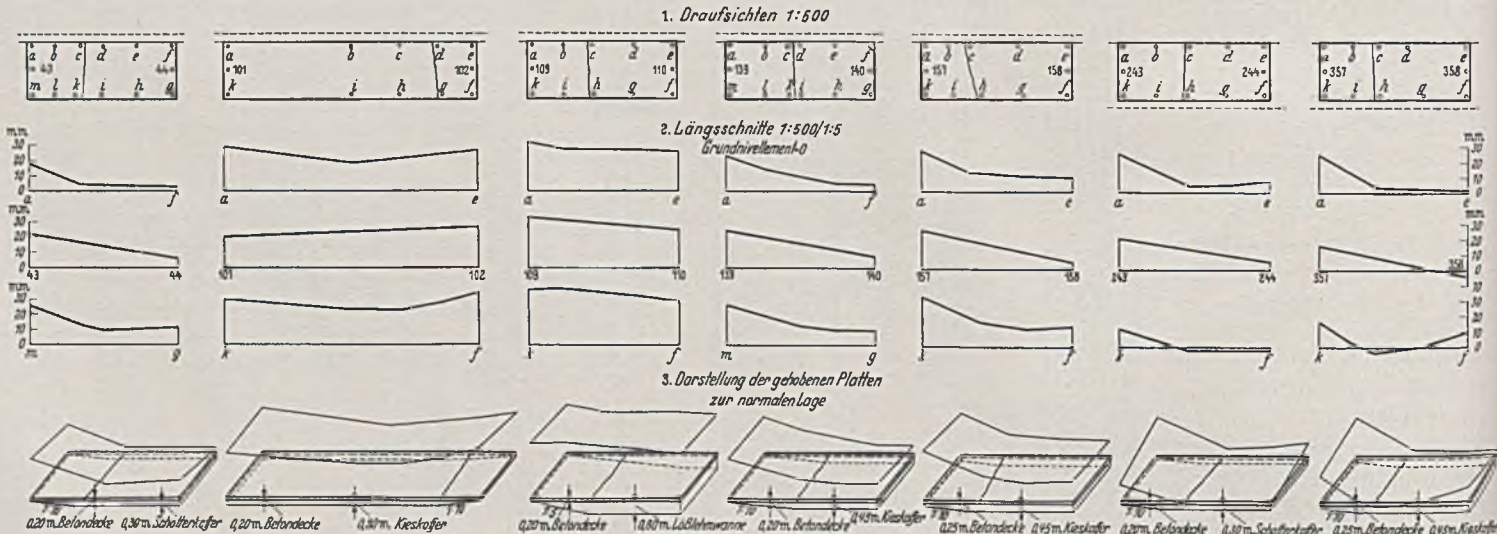


Abb. 5. Darstellung der unterschiedlichen Beanspruchung und Verlagerung der schadhafter Platten am Tage der stärksten Frosthebungen.

Bodenfrostes unangenehmere und störendere Plattenverlagerungen aufgetreten sind, so liegt dies in der Versuchsanordnung mit den verschiedenen aufeinanderstoßenden Versuchsabschnitten nicht frostgeschützt — mit bis zu 60 cm Frostschutzschicht versehenen Feldabschnitten — begründet.

5. Die Frostwirkungen an der rechten, nicht frostgeschützten, in den Querfugen verdübelten Fahrbahn.

An der verdübelten Fahrbahn wurden Verlagerungen in der Platte von mehr als 1 cm, nur in einem Falle mit 17 mm nachgewiesen. Die an den Querfugen gemessenen Stufen betragen wenige Millimeter und sind als Meßfehler zu bewerten, da die Verdübelung sich auch in diesem Winter bewährt hat; Risse oder sonstige Schäden sind nicht zu verzeichnen.

dem mit 15 cm Schutzschicht versehenen Koffer, und zwar zwischen 1 und 3 cm, gehoben. Auffällig sind die Hebungen in dem mit Bitumenbahnen geschützten Abschnitt. Diese Hebungen betragen etwa 3 cm.

b) Verdübelung: Der Einfluß der Verdübelung in der Milderung und Ausgleichung unterschiedlicher Frosthebungen ist auch im Jahre 1937/38 unverkennbar, wie die Abb. 3 beim Vergleich beider Fahrbahnen aufs deutlichste zeigt.

c) Grundwasserverlauf: Es besteht ein gewisser Zusammenhang zwischen Grundwasserverlauf und der Auswirkung der Frosthebungen. Dies läßt der kurvenmäßige Verlauf der rechten verdübelten Fahrbahn deutlich erkennen; denn es ist in bestimmtem Umfang eine Parallelität zwischen den Kurvenbändern der Grundwasserlinie und der Fahrbahnlage während der

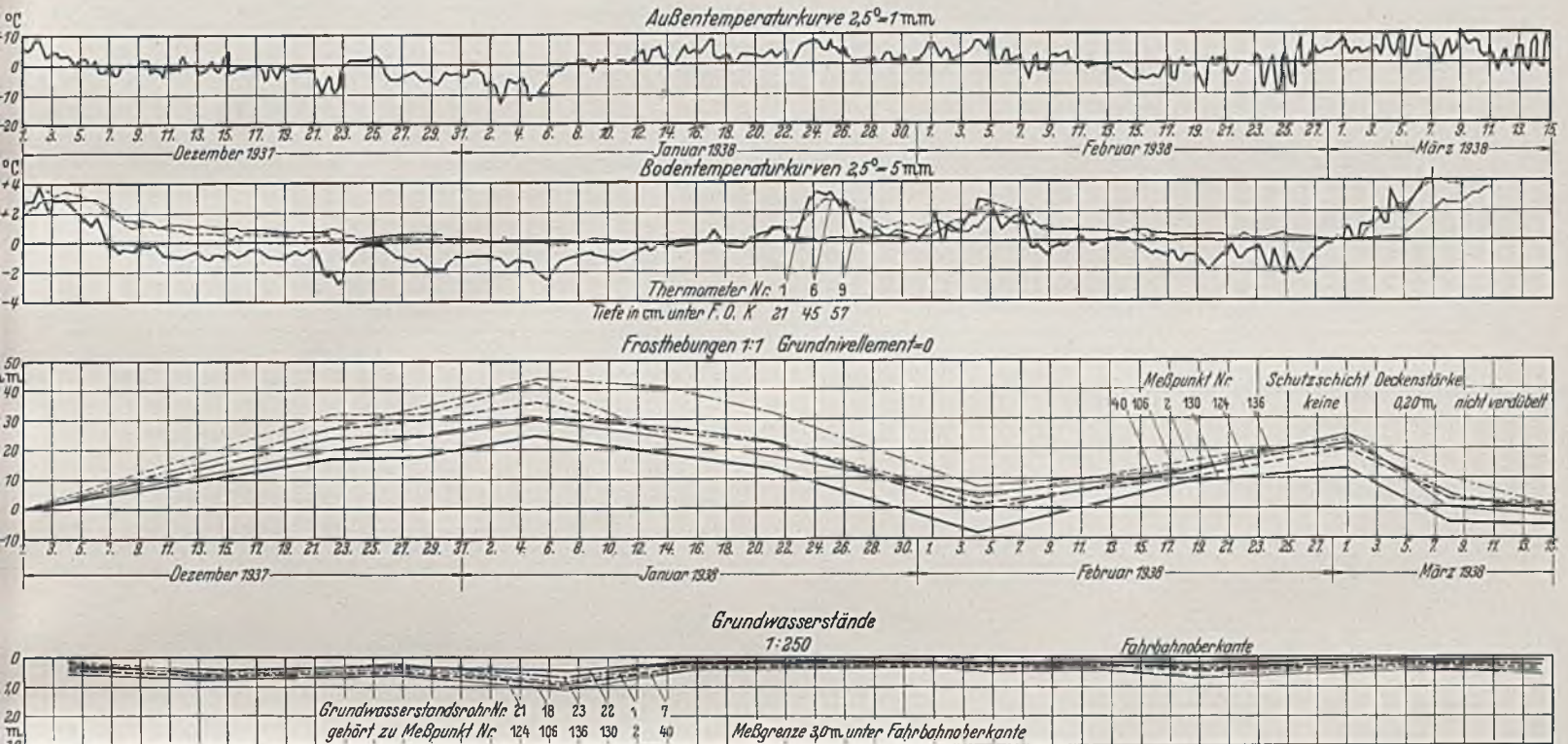


Abb. 6. Zeitlicher Verlauf der Frosthebungen an dem Versuchsabschnitt ohne Schutzschicht und nicht verdübelt.

Die niedrigen Lößlehmdämme beider Fahrbahnseiten, besonders am Ende der Versuchsstrecke, haben auch im Winter 1937/38 Hebungen bis zu 4 cm bei einer Grundwasserlage von 2 m nicht verhindern können.

Wahrscheinlich ist aber hierbei die Einwirkung von Oberflächenwasser, das durch den Mittelstreifen und die Seitenbankette eingedrungen ist, in diesem geneigten Geländeabschnitt zu erkennen, denn es ist offensichtlich, daß die letzte Platte des ausgekofferten Abschnittes am stärksten gehoben ist. Daß Oberflächenwasser im 80 cm tiefen Mittelkoffer des Grünstreifens sich ansammelt und abströmt, wurde vom Verfasser auf mehrere Meter hohen Dämmen verschiedentlich festgestellt.

6. Der Einfluß der Schutzkoffer, der Verdübelung und des Grundwasserverlaufes auf die Frosthebung (Abb. 3).

a) Schutzschichten: Infolge der geringen Frosttiefe (etwa 50—55 cm gegen 70—75 cm 1936/37) sind unter Fahrbahnoberkante die Schutzkoffer von 30 cm Stärke an sehr wirksam gewesen, wodurch der stark wellige Verlauf der linken Fahrbahn während der stärksten Frostperiode zu erklären ist. Die größten Hebungen liegen an denselben Stellen wie im vorigen Jahre und sind mit 58 mm nicht viel geringer als damals, als 67 mm gemessen wurden. Die geringsten Plattenbewegungen (in Wirklichkeit wohl nur Meßfehler) sind in der 45 und 60 cm starken Schutzschicht zu verzeichnen, aber auch die Hebungen der 30 cm Schutzschicht liegen fast ausnahmslos unter 1 cm. Stärker ist die Fahrbahn in

stärksten Frostwirkung zu erkennen. Im gleichen Maße trifft dies für die linke Fahrbahn für die nicht verdübelten — nicht geschützten — Abschnitte zu. Im wesentlichen nimmt die Decke während des stärksten Frostwetters fast dieselbe Lage wie im vorhergehenden Jahr ein, obwohl der Frost geringer war, nur auf Grund des ungünstig hohen Grundwasserverlaufes. Die Hebungen bewegen sich hauptsächlich zwischen 2 und 3 cm, erreichen gelegentlich bei Punkt 156/157 44 mm, während die geringste Hebung 12 mm bei Punkt 54/55 beträgt.

7. Der zeitliche Verlauf der Frosthebungen an den verschiedenen Feldabschnitten mit Angabe der Grundwasserstände und Bodentemperaturkurven an den Meßstellen.

Diese Beobachtungen wurden, bedingt durch die Anordnung der Meßstellen, an denselben Streckenabschnitten durchgeführt wie im vergangenen Jahre. Zur genauen Auswertung der Beziehungen zwischen Außen- und Bodentemperaturen wurde ein Thermograph aufgestellt. Die auf diese Weise gewonnenen lückenlosen Ergebnisse des Temperaturverlaufes sind im oberen Kurvenband der Abbildungen, die die Außentemperaturen darstellen, berücksichtigt.

Versuchsfeld 1: Die nicht verdübelte, nicht frostgeschützte Fahrbahn (Abb. 6).

Infolge des geringen Kälteinhaltes des Bodens, beurteilt an der geringen durchgefrorenen Bodenschicht von etwa 50—55 cm

Tiefe unter Fahrbahnoberkante und der kurzen Frostdauer, sind auch die Hebungen im Boden zeitlich beschränkt. Die Hebungen (größte Hebung im Versuchsfeld 44 mm) beginnen bereits vor dem eigentlichen Frostwetter, infolge Schwellen des Bodens durch Wasseraufnahme, und steigen fast gradlinig an, um bereits vor Ende der Frostperiode (6. Januar) im Boden wieder abzuklingen, da an diesem Tage (6. Januar) der Kälteinhalt im Boden durch Bestrahlungswärme zurückging. Sehr bemerkenswert ist, daß bereits 14 Tage, nachdem der Boden völlig frostfrei war, das heißt 27 Tage nach Einsetzen des Tauwetters, die Fahrbahn ihre ursprüngliche Lage wieder erhalten hat (1936/1937 erst nach 60 Tagen). Im Zusammenhang mit dem veränderten thermodynamischen Gleichgewicht während des Tauwetters kann hierbei der starke Verkehr die Setzungen beschleunigt haben, denn der wasserübersättigte, aufgeweichte Boden erfährt durch die Verkehrs-

Einem zwischen 50 und 200 cm Tiefe schwankenden Grundwasserlauf der verschiedenen Meßpunkte entspricht entgegen einer math. Berechnungsweise im ersten Abschnitt eine mehr oder weniger gleichmäßige Frosthebung der verschiedenen Meßplatten, das heißt gleich große Frosthebungen, während bei einem dichteren Verlauf der Grundwasserlinien zwischen 80 und 140 cm die Hebungen an den Meßpunkten stärkere Abweichungen erkennen lassen. Die zweite Frostperiode ist ohne wesentlichen Einfluß auf die Deckenlage und bleibt deshalb unberücksichtigt.

Versuchsfeld 3: Die nicht verdübelte Fahrbahn mit 15 cm Frostschutz.

Die Fahrbahn ist im Bereich dieses Abschnittes entsprechend der geringen Frosteindringungstiefe und des Kälteinhaltes weniger

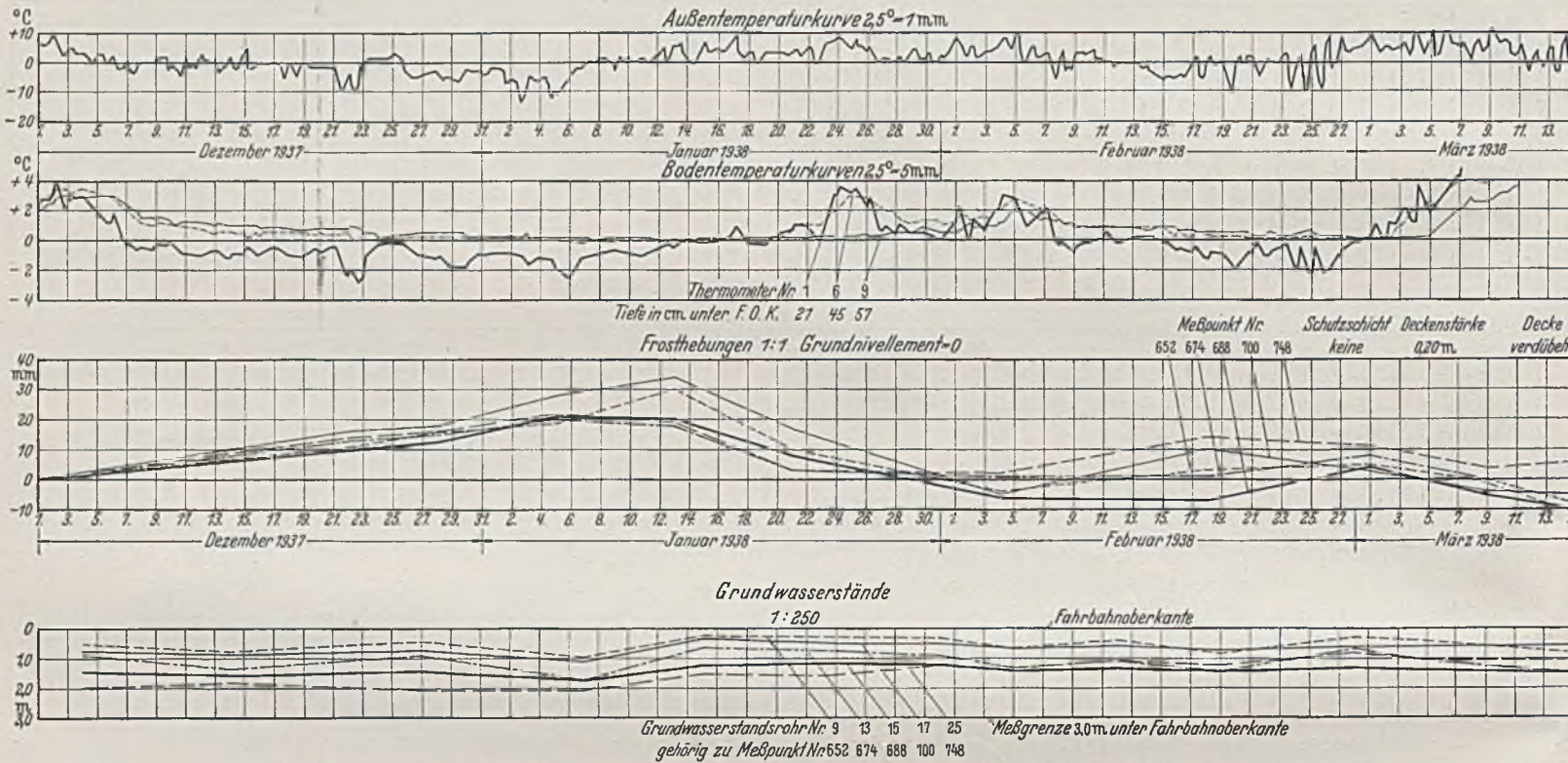


Abb. 7. Zeitlicher Verlauf der Frosthebungen an dem verdübelten Fahrbahnabschnitt ohne Schutzschicht.

erschütterungen zusätzliche Gefügeveränderungen mit dem Erfolg, daß das überschüssige Wasser rascher entweichen kann als bei ungestörten Bodenverhältnissen. In der zweiten schwächeren Frostperiode, die von Mitte Februar bis 1. März anhielt, wurden die Platten bis zum Ende des Bodenfrostes gehoben, um von da an sehr schnell ihre frühere Lage wieder einzunehmen. Derartige enge Beziehungen sind in der ersten Periode nicht zu erkennen. Der Kälteinhalt hat bereits am 6. Januar seinen Höchstwert erreicht (Temperaturkurve am Meßpunkt in 21 cm Tiefe) und nimmt ebenso wie die Hebungen bis zum 20. Januar allmählich und dann rascher ab.

Versuchsfeld 2: Die verdübelte, nicht frostgeschützte Fahrbahn (Abb. 7).

An diesem Versuchsfeld ist der unmittelbare Zusammenhang zwischen Kälteinhalt (am größten am 13. Januar) und Frosthebung in dem mehr oder weniger gradlinigen Anstieg der Hebungen bis zur Zeit vom 13. Januar gut zu erkennen. Die Hebungen sind infolge der Verdübelung geringer als am Versuchsfeld 1. Sie betragen an einem Punkt 34 mm. Sie gehen aus den oben genannten Gründen bei Verminderung des Kälteinhaltes (Verkehrseinfluß auf das Gefüge) sofort nach Beginn des Tauwetters zurück und klingen sehr rasch (nach 17 Tagen!) aus, während ein Jahr vorher die Decke erst nach 65 Tagen die ursprüngliche Lage wieder erhalten hatte.

gehoben als am Versuchsfeld 1 und 2 (Höchstwert an einem Meßpunkt 2,7 cm). Die Hebungen sind 14 Tage (60 Tage im Winter vorher) nach Frostaustritt aus dem Boden völlig zurückgegangen. Die zweite Frostperiode hat nur sehr geringe Hebungen verursacht.

Versuchsfeld 4: Die nicht verdübelte Fahrbahn mit 30 cm Frostschutz (Abb. 8).

Gegen Ende der ersten Frostperiode treten Hebungen auf bis etwa 1,5 cm, die in ihrem Ausmaß geringer sind als die an der mit 45 cm Schutzschicht versehenen Strecke im vorigen Jahr, während im Versuchsfeld mit 30 cm Schutzschicht im Winter 1936/37 bis zu 4,3 cm Hebungen nachgewiesen werden konnten. Bei diesem geringen Bodenfrost, das heißt bei einem verhältnismäßig milden Winter, hat sich die Frostschutzschicht von 30 cm Stärke bewährt. Bei derartig geringen Verlagerungen, die teilweise auf Schwellen des Bodens zurückzuführen sind, kann man von einer bestimmten zeitlichen Dauer der Frosthebungen nicht mehr sprechen, was somit die Bewährung dieser Frostschutzschicht nochmals hervorhebt. Wenn auch kein vollständiger Zusammenhang zwischen Grundwassertiefe und Frosthebung zu verzeichnen ist, so ist doch zu bemerken, daß bei 1—2 m Grundwassertiefe keine Hebung beobachtet wurde und erst ein Grundwasserlauf in geringer Tiefe von weniger als 1 m bei derartigen Boden- und Frostverhältnissen überhaupt geringfügige Hebungen verursachen kann.

Versuchsfeld 5 und 6: Nicht verdübelte Fahrbahn mit 45 bzw. 60 cm Frostschutzschichten.

Diese Versuchsfelder zeigen einen vollkommenen Frostschutz, da der Frost nicht durch diese Schutzkoffer in den Boden drang, was Voraussetzung wäre, um größere Frosthebungen verursachen zu können.

verzeichnen. Sie weichen beträchtlich von denen des vergangenen Jahres ab. Sie unterscheiden sich fast nicht von denen der verdübelten, nicht frostgeschützten Versuchsfelder, während sie im vergangenen Jahre etwa mit der Wirkung einer 45 cm starken Frostschutzschicht verglichen werden konnten. Wie die Abb. 10 bis 15 deutlich erkennen lassen, kann die Ursache für das offen-

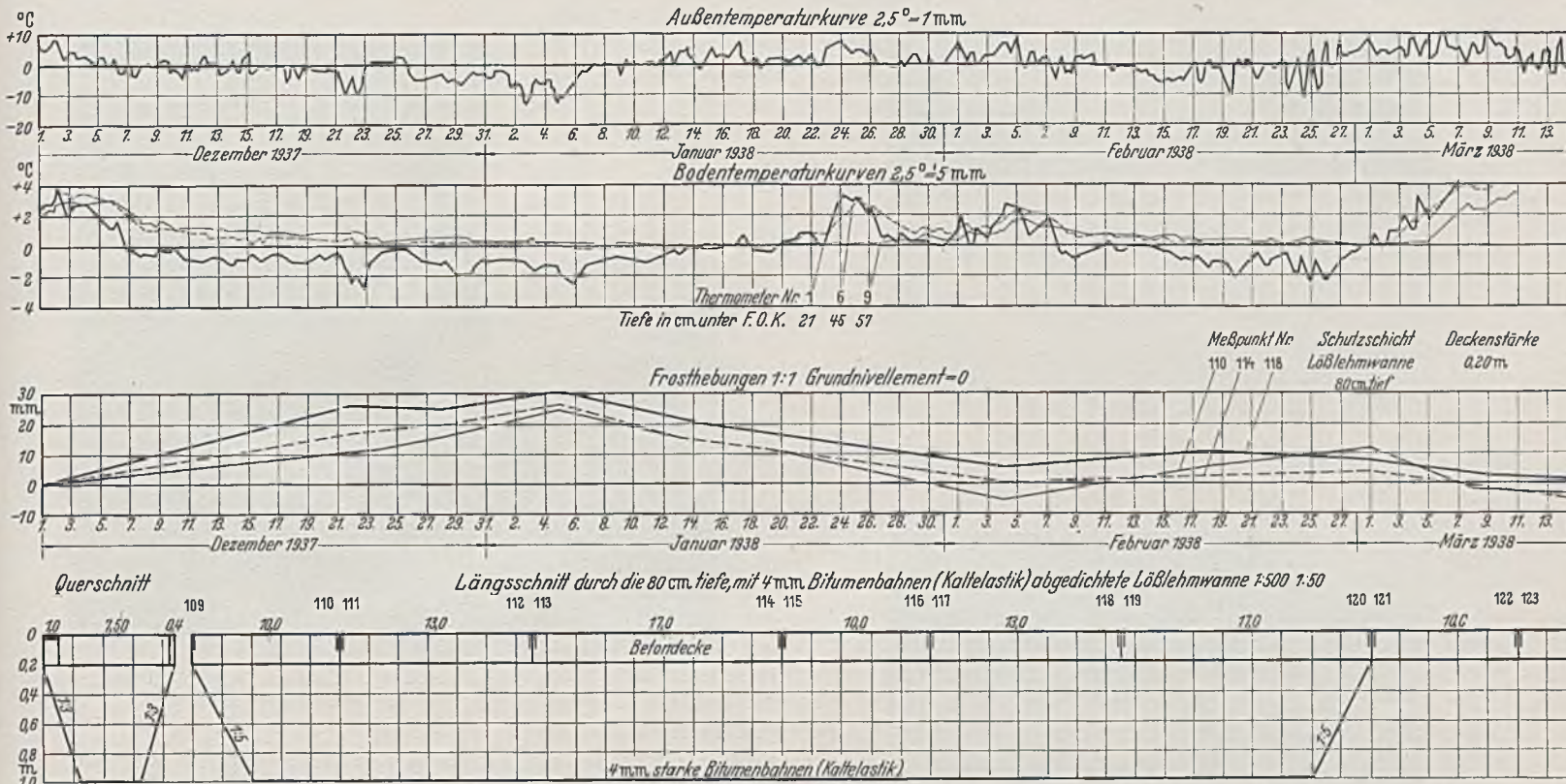


Abb. 8. Zeitlicher Verlauf der Frosthebungen in dem mit Bitumengewebbahnen abgedichteten Streckenabschnitt.

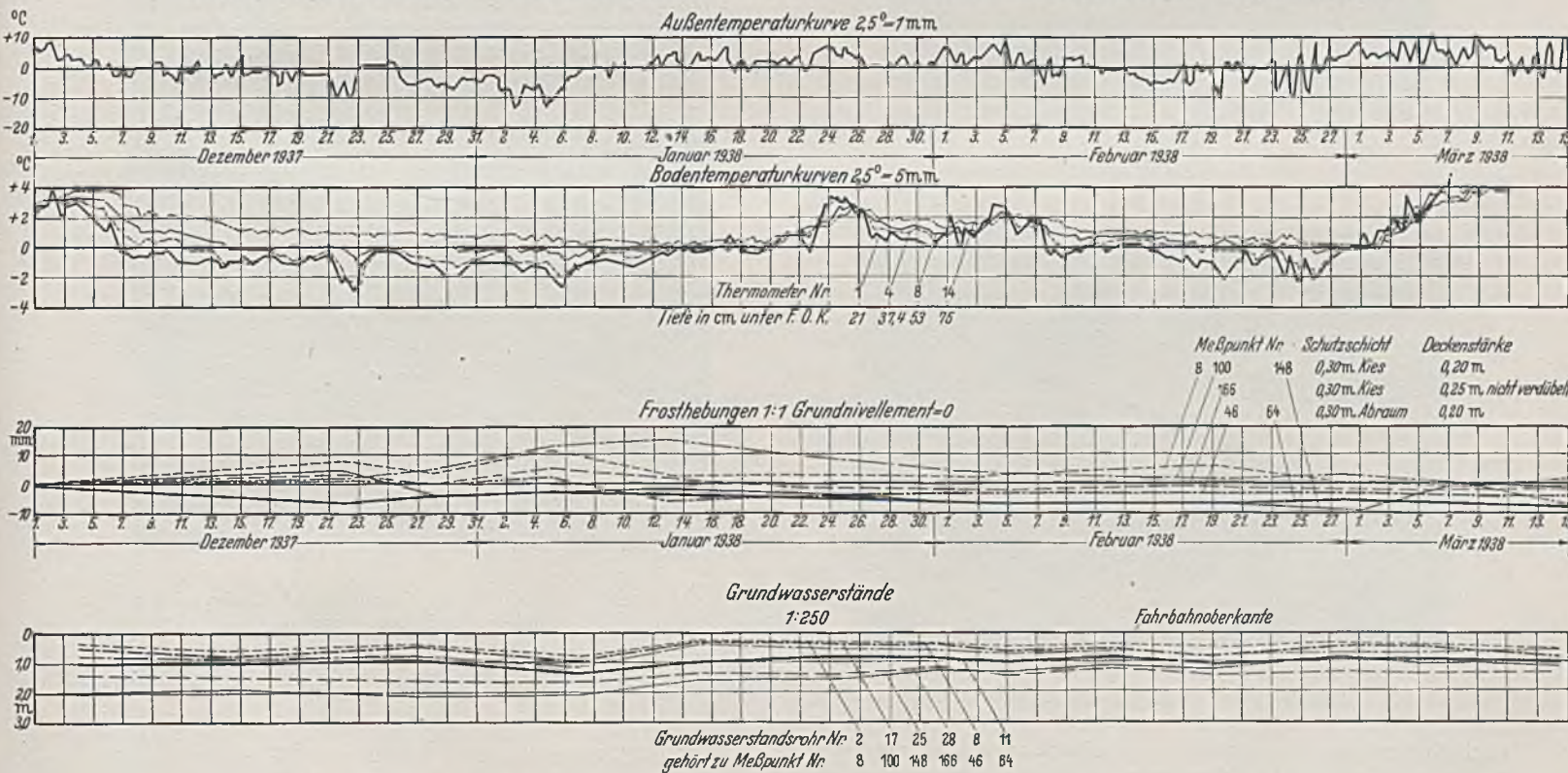


Abb. 9. Zeitlicher Verlauf der Frosthebungen an dem mit 30 cm Schutzschicht versehenen Versuchsabschnitt.

Versuchsfeld 7: Der mit Bitumengewebbahn geschützte Feldabschnitt (Abb. 9).

Wie die Abb. 3 u. 9 im einzelnen zeigen, sind in diesem Versuchsabschnitt Hebungen von mehr als 3 cm als Höchstwert zu

sichtliche Versagen dieser Art Frostsicherung nicht in der Ausführung begründet liegen. Die freien Enden wurden bis unmittelbar an die Decke zwischen Betonfahrbahn und Randstreifen hochgeführt und fest verklebt. Die Bahnen wurden mit Lößlehm aus-

gefüllt, eine Verletzung der Gewebebahnen scheint ausgeschlossen. Es ist möglich, daß Oberflächenwasser durch die Fugen der Fahrbahn eingedrungen ist, sich unter der Decke angesammelt hat und Ursache dieser Hebung ist. Für die Berechtigung dieser Annahme spricht die Tatsache, daß im Gegensatz zu sämtlichen anderen Versuchsfeldern die Hebungen viel rascher anwuchsen und auch



Abb. 10. Ausgekoffter Streckenabschnitt vor Einbau der Bitumengewebebahnen.



Abb. 11. Legen der Bitumengewebebahnen.



Abb. 12. Falsches Verkleben der Bitumengewebebahnen.

nach Frostrückgang erst nach einem Monat zurückgegangen sind. In dem verdichteten Lößlehm kann das Wasser weniger rasch versickern. Erst nach Frostauflang wurde die Feuchtigkeit im aufgelockerten Boden gleichmäßig verteilt, weshalb in der zweiten kurzen Frostperiode so gut wie keine zusätzlichen Hebungen zu verzeichnen sind. Daß schließlich Wasser durch die Fugen eindringen kann, beweist Abb. 16. Dies zeigt, daß Sickerwasser unter der Fahrbahn zirkuliert und aus den Fugen ausfließt.

Unter diesen Verhältnissen kann man noch zu keinem abschließenden Urteil über die Bewährung der Bitumengewebebahnen als Schutz gegen zufließendes Wasser kommen; denn solange nicht ein Wasserzutritt von oben wirksam verhindert wird, kann die Verwendung dieser Gewebebahnen nicht befürwortet werden. Bei der derzeitigen Ausführung der Betonfahrbahnen dürften sie deshalb nicht in Frage kommen.

8. Dauer der Frosthebungen.

Es ist bemerkenswert, daß an den Versuchsfeldern, an denen Frosthebungen beobachtet wurden, und zwar an dem nichtgeschützten, nichtverdübelten Feld, an dem nichtgeschützten, verdübelten Feld, an dem mit 15 cm Frostschutz versehenen Feld und in dem mit Bitumenbahnen geschützten Abschnitt die Frosthebungen trotz unterschiedlichen Ausmaßes fast am gleichen Tage ausgeklungen sind.

Die Begründung dürfte hierin nur in der Einwirkung der Verkehrserschütterung (beschleunigte Abgabe des überschüssigen Wassers) zu suchen sein.



Abb. 13. Richtiges Verbinden der Bitumengewebebahnen.



Abb. 14. Der mit Bitumenbahnen versehene Koffer vor dem Einbringen der Lößlehm Massen.

9. Schutzkofferstärke und Frosteindringungstiefe im gewachsenen Boden.

1938:	Keine Schutzschicht rd.	35 cm	1937:	rd.	50 cm
	15 cm	20 cm	..	30 cm
	30 cm	10 cm	..	30 cm
	45 cm	— cm	..	5 cm
	60 cm	— cm	..	5 cm

Zeitlicher Verlauf des Frostes im Boden (unter Fahrbahnoberkante).

1. in 57 cm Tiefe + keine Frostschuttschicht	Tage	Tiefste Temperatur	Frosthebungen 1936/37		1937/38	
			Verdübelte Fahrbahn ohne Frostschutz	60 a) 24 b) 35	60 a) 24 b) 36	50 a) 36 b) 14
2. „ 65 cm „ + 60 cm	3	-0,8	Nicht verdübelte Fahrbahn ohne Frostschutz	a) 23 b) 42	60 a) 30 b) 30	
3. „ 45 cm „ + — cm	8	-0,9	15 cm Schuttschicht	a) 24 b) 36	54 a) 36 b) 18	
4. „ 47 cm „ + 45 cm	16	-0,5	30 cm	a) 21 b) 35		
5. „ 42,5 cm „ + 15 cm	18	-0,2	45 cm	a) 22 b) 16	a) während des Frostwetters	
6. „ 54,0 cm „ + 30 cm	22	-1,00	60 cm	a) 4 b) 28	b) während des Tauwetters	
7. „ 37,0 cm „ + 30 cm	33	-2,8				
8. „ 33,0 cm „ + 15 cm	34	-2,5				
9. „ 27,0 cm „ + 60 cm	34	-2,2				
10. „ 21,0 cm „ + — cm	41	-2,8				



Abb. 15. Auffüllen des mit Bitumenbahnen versehenen Koffers mit LÖB lehm Massen.



Abb. 16. Sicker-(Schmelz-)Wasser fließt aus einer Querrugung heraus.

1. in 80 cm Tiefe + keine Frostschuttschicht	Tage	Tiefste Temperatur	Frosthebungen 1936/37	
			Verdübelte Fahrbahn ohne Frostschutz	60 a) 24 b) 35
2. „ 70 cm „ + „	2	-0,1		
3. „ 85 cm „ 60 cm	4	-0,2		
4. „ 70 cm „ 45 cm	10	-0,2		
5. „ 62 cm „ 15 cm	10	-0,5		
6. „ 75 cm „ 30 cm	11	-0,4		
7. „ 42,5 cm „ 15 cm	24	-3,8		
8. „ 53,0 cm „ 30 cm	26	-2,2		
9. „ 37,0 cm „ 30 cm	27	-3,6		
10. „ 32,5 cm „ 15 cm	28	-4,1		
11. „ 65,0 cm „ 60 cm	30	-1,2		
12. „ 27,0 cm „ 60 cm	42	-4,0		
13. „ 47,0 cm „ 45 cm	42	-2,3		
14. „ 21,0 cm „ 0 cm	52	-5		
15. „ 45,0 cm „ 0 cm	52	-2,3		
16. „ 57,0 cm „ 0 cm	52	-1,2		

Es ist somit sehr beachtlich, wie rasch die Frosthebungen unter Verkehrseinfluß ausklingen.

10. Einwirkung des Verkehrs auf die Deckenlage.

Die Versuchszeit des Winters 1937/38 lieferte zum erstenmal einen Einblick in die Einflüsse des Verkehrs auf die Versuchsstrecke. Es ist deshalb wertvoll, daß die erste Versuchsperiode in die Zeit vor Verkehrsübergabe fiel, weil dadurch in sehr deutlicher Weise die Beziehungen zwischen Verkehr und Deckenlage während des Frostwetters und besonders in der kritischen Zeit nach Frostaufgang erkannt werden können. Die erstjährigen Beobachtungen (1936/37) ließen gewisse Befürchtungen für die Sicherheit der Decke berechtigt erscheinen, da die Hebungen erst fast zwei Monate nach Eintreten des Tauwetters verschwunden waren und eine durch Verkehr stark belastete Decke diese Beanspruchung während so langer Zeit nicht spurlos auf die Dauer aufnehmen kann. Der letzte Winter hat nun trotz geringerer Frosttiefe doch insofern ein klares Ergebnis gebracht, daß die Frosthebungen infolge des Verkehrs in kürzerer Zeit zurückgehen. Ob durch den Verkehr die Frosthebungen beschleunigt werden, läßt sich dagegen noch nicht entscheiden.

Noch in anderer Hinsicht hat die Versuchsstrecke wichtige Aufschlüsse geliefert. Es hat sich klar erwiesen, daß unter schweren Lasten (Lastkraftwagen) sämtliche Deckenfelder, die nicht mit Kiesschutzschichten versehen sind, an den Plattenenden schwingen (schlagen). Auch die verdübelten Abschnitte der rechten Fahrbahn machen hiervon keine Ausnahme, wie auch die Felder, die mit grobem Abraum versehene Schutzkoffer besitzen. Daraus ergibt sich, daß eine Querrugungsverdübelung das verkehrsstörende Schlagen der Plattenenden nicht verhindern kann und daß eine feste Lage der Fahrbahn nur auf einen festen, den aufweichenden Einflüssen des Bodenwassers nicht zugänglichen Untergrund gewährleistet erscheint. Es kommt deshalb bei der Ausführung von Schutzschichten darauf an, diese möglichst aus einem ungleichförmigen Kiessand, aus scharfkantigem Splitt oder aus schwefelfreier Schlacke auszuführen.

Ob schließlich das Schwingen der Plattenenden durch Ausbildung der 10 cm starken Sauberkeitsschicht aus Kiessand beseitigt bzw. gemildert werden kann, bedarf im einzelnen weiterer Erörterungen bzw. Versuche. Die Annahme hierfür scheint nach den Ergebnissen an den Frostschuttschichten nicht unberechtigt zu sein.

II. Zusammenfassung.

Faßt man die Ergebnisse der Versuchszeit des Winters 1937/38 kurz zusammen, so ergeben sich folgende bemerkenswerte Beobachtungen.

1. Trotz des geringen Bodenfrostes sind fast dieselben Frosthebungen gemessen worden wie im vergangenen strengeren Winter, da die Grundwasserverhältnisse ungünstiger waren.
2. Diese Hebungen traten nur in den nichtgeschützten oder mit schwachen Schutzschichten von 15 cm Stärke versehenen Feldabschnitten in Erscheinung. Schon bei 30 cm Schutzschichtstärke ist für einen Witterungsverlauf wie im Winter 1937/38 ein ausreichender Frostschutz vorhanden.

3. Der nach dem Tropikalverfahren gegen Frosthebung geschützte Streckenabschnitt hat die auf ihn gesetzten Hoffnungen einer weitgehend unveränderlichen Lage leider nicht erfüllt. Solange es nicht gelingt, das Eindringen von Oberflächen- bzw. Niederschlagswasser durch die Fugen der Decken zu verhindern, erscheint die Anwendung des Tropikalschutzverfahrens sehr fragwürdig.
4. Die Verkehrserschütterungen beschleunigen den Rückgang der Setzungen, und zwar in Abhängigkeit von dem jeweiligen Kälteinhalt des Bodens.
5. Das sog. Schlagen (Schwingen) der nicht verdübelten wie

der verdübelten Platten zeigt sich ausnahmslos bei allen Platten, die auf nicht völlig festem Untergrund ruhen, und zwar auch auf Platten, die auf grobem, felsigem Material (Abraum) liegen.

6. Die Schutzschichten werden deshalb zweckmäßigerweise aus ungleichförmigen Kiessanden, aus feinem Splitt und Klarschlag von Korngrößen bis etwa 50 mm oder schwefelfreier Kesselschlacke ausgebildet.
7. Verdübelung kann auf die Dauer niemals eine ebenflächige und rißfreie Deckenlage gewährleisten, wenn die Decke unmittelbar auf frostgefährlichem Boden liegt.

DIE BEURTEILUNG DER BOHRKERNFESTIGKEIT IM HINBLICK AUF DIE BIEGEZUGFESTIGKEIT UND DAS ALTER DES BETONS.

Von Dr.-Ing. habil. Kurt Walz¹.

DK 625.84

Übersicht: Die Beurteilung der Güte fertiger Betonbauwerke geschieht häufig an Hand von Bohrkernen. — An typischen Beispielen wird untersucht, inwieweit von der Bohrkern-Druckfestigkeit auf die Biegezugfestigkeit des Betons geschlossen werden kann und wie die Einflüsse des Zements, des Alters und der Lagerung bei der Beurteilung der Festigkeit des Betons zu berücksichtigen sind.

Zur Beurteilung der Betongüte einer fertigen Fahrbahndecke sind nach der ABB (Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken, Direktion der Reichsautobahn, 1939) Bohrkern zu entnehmen und möglichst im Alter von zwei Monaten abzudrücken. Die Druckfestigkeit soll zu dieser Zeit mindestens 320 kg/cm² betragen. Können die Bohrkern ausnahmsweise erst in höherem Alter geprüft werden, so sind, zum Vergleich mit der geforderten Festigkeit, die ermittelten Druckfestigkeiten nach folgenden Werten abzumindern:

Prüfalter in Monaten	2	4	6	12
Abminderungswert	1,0	0,92	0,85	0,80

Im Zusammenhang mit diesen Bestimmungen ergaben sich folgende Fragen:

I. Inwieweit läßt die ermittelte Bohrkerndruckfestigkeit Rückschlüsse auf die praktisch wichtigere, aber schwieriger zu ermittelnde Biegezugfestigkeit des Deckenbetons zu?

II. Ergibt die Prüfung des Betons im Alter von zwei Monaten bereits hinreichend Aufschluß über die spätere Güte des Deckenbetons?

III. Sind die angegebenen Abminderungswerte für alle Verhältnisse zutreffend, d. h. unabhängig von den verschiedenen Zementen und von der Witterung, die vor der Entnahme einwirkte?

Zu I. Beziehung zwischen Bohrkern-Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit des Betons.

Bei Rückschlüssen von der einfacher zu ermittelnden Bohrkern-Druckfestigkeit auf die Biegezugfestigkeit wird vorausgesetzt, daß zwischen beiden eine gleichbleibende Beziehung besteht, daß also z. B. von einer hohen Bohrkernfestigkeit auf eine entsprechend hohe Biegezugfestigkeit zu schließen ist.

Im Mittel ergab sich aus zahlreichen Werten das Verhältnis von Druck- und Biegezugfestigkeit wie 7,2 : 1. Die Streuungen sind jedoch erheblich; sie hängen von der Probenform, der Lastanordnung bei der Biegeprüfung, der Betonbeschaffenheit, dem Alter, der Art der Lagerung (Schwindspannungen), usw. ab.

Wenn auch bei Straßenbeton nach der ABB die Bedingungen verhältnismäßig einheitlich liegen, so war bei Untersuchungen mit Deckenbeton doch festzustellen, daß unter bestimmten Verhältnissen die Bohrkerndruckfestigkeit keine zu weitgehenden Rückschlüsse auf die Biegezugfestigkeit der Platte zuläßt. Untersuchungen von Platten aus der Fahrbahndecke ließen erkennen²,

¹ Nach einem Referat für die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. (Mitteilung aus dem Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens, T. H. Stuttgart; Direktor Prof. Graf.)

² Vgl. Walz: Sammelband der Vorträge der Straßenbautagung 1938. Berlin, S. 179.

daß der Einfluß unzureichender Verdichtung, bzw. der Einfluß des Wassergehalts des Frischbetons auf die Druckfestigkeit ein anderer ist als auf die Biegezugfestigkeit: Ein zu trocken eingebrachter und nicht mehr dicht gewordener Beton lieferte noch eine gute Druckfestigkeit, obwohl die Biegezugfestigkeit bereits empfindlich vermindert war. Diese Feststellung ist von Bedeutung, da bei zweilagigen Fahrbahndecken der Unterbeton oft verhältnismäßig trocken eingebaut wird.

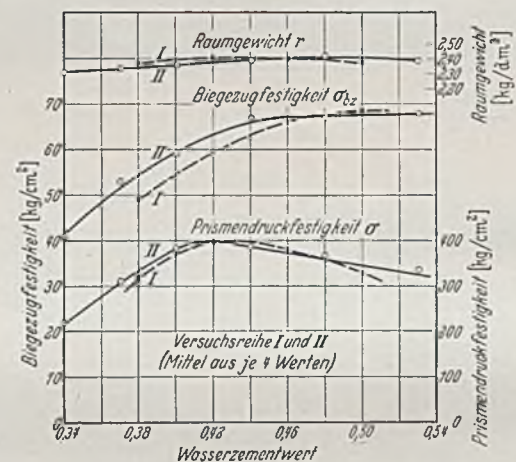


Abb. 1. Durch gleiche Arbeit verdichteter Straßenbeton mit verschiedenem Wassergehalt.

In Abb. 1 sind die Verhältnisse für sonst gleichen Straßenbeton dargestellt, der bei verschiedenem Wassergehalt immer mit der gleichen Verdichtungsarbeit eingebracht wurde. Die praktisch gut verarbeitbare und für die derzeitige Arbeitsweise als zweckmäßig zu bezeichnende Mischung ergab sich bei einem Wasserzementwert von 0,50. Das Raumgewicht und die Biegezugfestigkeit der Biegebalken lag hier am höchsten, während die am gleichen Beton ermittelte Prismendruckfestigkeit (Prisma 10 · 10 cm²; h = 15 cm) entsprechend der Gesetzmäßigkeit (Wasserzementwert) bereits zurückging. Eine weitere Erhöhung des Wassergehalts brachte von da ab, selbst bis in das Gebiet des weichen Stampfbetons, noch keinen Rückgang der Biegezugfestigkeit. Wurde der Beton dagegen trockener, so trat rasch ein Abfall der Biegezugfestigkeit ein.

Der Verlauf der Beziehung für die Druckfestigkeit ist hiervon abweichend. Das Optimum der Druckfestigkeit fiel nicht mit jenem des Raumgewichts (Dichte) und der Biegezugfestigkeit zusammen. Die größte Druckfestigkeit lag bereits bei Beton vor, der nur wenig nasser als erdfeucht war und nach Augenschein, sowie nach dem Raumgewicht, nicht mehr hinreichend dicht erschien.

Die Versuche bestätigen die bereits angeführte Beobachtung, daß eine ungenügende Verdichtung eines zu trockenen Betons auf

die Druckfestigkeit weniger Einfluß hat als auf die wichtigere Biegezugfestigkeit.

Man muß also folgern, daß in Fällen, in denen trockener Beton eingebaut wird, noch eine gute Bohrkernfestigkeit entstehen kann, daß aber hiervon nicht ohne weiteres auf eine entsprechend hohe Biegezugfestigkeit — als die wichtigere Eigenschaft der Decke — zu schließen ist.

Bei der Beurteilung der Bohrkernfestigkeit sind dann in Fällen, in denen Ober- und Unterbeton sehr unterschiedliche Festigkeit aufweist, noch die in Abb. 2 dargestellten Verhältnisse zu beachten. Nach der Darstellung wurde Oberbeton mit einer Druckfestigkeit von 340 kg/cm² (Zylinder Nr. 1) und Unterbeton mit einer Druckfestigkeit von 176 kg/cm² (Zylinder Nr. 2) untersucht. Bei Zylindern mit kleinerer Höhe entstehen bekanntlich größere Festigkeiten³. Entsprechend der geringeren Schichtdicke wurden daher gegenüber dem 22 cm hohen Zylinder größere Werte erhalten, nämlich 590 kg/cm² beim 7 cm hohen Zylinder Nr. 3 aus Oberbeton und 202 kg/cm² beim 15 cm hohen Zylinder Nr. 4 aus Unterbeton.

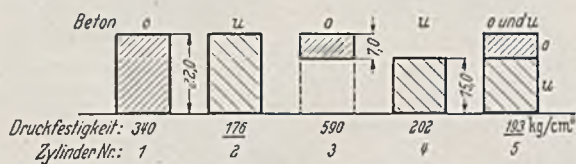


Abb. 2. Zylinderdruckfestigkeit bei geringer Festigkeit des Unterbetons.

Der zweischichtige, 22 cm hohe Zylinder Nr. 5, aus 7 cm Oberbeton und 15 cm Unterbeton, wies eine Druckfestigkeit von 193 kg/cm² auf, also einen höheren Wert als der 22 cm hohe Zylinder Nr. 2, der nur aus Unterbeton bestand. Die Druckfestigkeit war ungefähr ebenso groß wie beim 15 cm hohen Zylinder Nr. 4 aus Unterbeton.

Demnach ergibt sich z. B. bei einem 22 cm hohen Zylinder aus 7 cm gutem Oberbeton und 15 cm schlechtem Unterbeton ein um rd. 10% zu hoher Wert, nämlich eine Druckfestigkeit, die ungefähr dem 15 cm hohen Zylinder entspricht. Ähnliche Erwägungen gelten auch für den Fall, daß der Oberbeton schlechter ist als der Unterbeton.

Zu II. Kennzeichnung der Betongüte durch 2 Monate alten Beton.

Bei der im Alter von 2 Monaten verlangten Bohrkernfestigkeit von 320 kg/cm² ergibt sich die Frage, ob zu diesem Zeitpunkt immer eine hinreichende Beurteilung der endgültigen Betonfestigkeit möglich ist.

Wenn sonst gleiche Mischungen und Verhältnisse vorausgesetzt werden, so dürften die derzeitigen, zum Bau der Betonfahrbahndecken zugelassenen Zemente nur noch wenig unterschiedliche Endfestigkeit ergeben.

Es ist aber bekannt, daß sich die Festigkeiten des Betons im Alter von nur wenigen Monaten, infolge der verschiedenen Erhärtungsgeschwindigkeit, erheblich unterscheiden können. Auch ist es bei der Prüfung von jüngerem Beton bedeutungsvoller, welche Einflüsse bezüglich Temperatur und Feuchtigkeit bis dahin wirkten. Bei Beton, der erst in höherem Alter geprüft wird, werden solche Einflüsse im allgemeinen wieder weitgehend ausgeglichen, bzw. sie treten im Vergleich zur Endfestigkeit nicht mehr so wesentlich in Erscheinung. Dieser Umstand ist besonders bei der Prüfung von Bohrkernen im Alter von 2 Monaten zu beachten, wenn die Kerne z. B. Decken entnommen werden, die nur kühler Witterung (z. B. bei einer Herstellung im Oktober) ausgesetzt waren oder nur bei heißem Wetter erhärteten. Entsprechendes gilt bei Einwirkung extrem trockener oder feuchter Witterung.

Inwieweit diese Umstände einen Einfluß auf den Erhärtungs-

verlauf haben, soll an Hand nachfolgender Beispiele für guten Straßenbeton⁴ gezeigt werden:

1. Einfluß der Zementart.

a) Mittelwerte⁵ von Beton mit 5 Portlandzementen, 4 Hochofenzementen und 4 Eisenportlandzementen.

Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen wurde an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge und die Druckfestigkeit nach 10 Monaten an Bohrkernen aus der Decke ermittelt:

Druckfestigkeit des Betons mit	PZ	EPZ	HOZ	
Im Alter von 1 Monat . . .	435 (1,00)	383 (0,88)	349 (0,80)	kg/cm ²
Im Alter von 10 Monaten . .	477 (1,00)	500 (1,05)	495 (1,04)	kg/cm ²

b) Mittelwerte⁵ von Betonproben aus 5 Portlandzementen und 4 Hochofenzementen, die je im Freien und im geschlossenen Raum an der Luft lagerten:

Druckfestigkeit (kg/cm ²) nach .	1 Monat	3 Monaten	12 Monaten	24 Monaten ⁶
Beton mit PZ . . .	490 (1,00)	584 (1,19)	663 (1,35)	647 (1,32)
Beton mit HOZ . . .	405 (1,00)	512 (1,27)	631 (1,56)	613 (1,52)

c) Mittelwerte⁵ aus 4 gewöhnlichen Portlandzementen mit rascher Erhärtung.

Druckfestigkeit (kg/cm ²) nach	1 Monat	3 Monaten	12 Monaten
Bei Wasserlagerung . . .	548 (1,00)	609 (1,11)	637 (1,16)
Bei Wechsellagerung ⁷ . .	613 (1,00)	641 (1,05)	658 (1,07)

2. Einfluß der Lagerung.

a) Der Einfluß einer Wechsellagerung bei gleichbleibender Temperatur ist dem vorher angeführten Beispiel zu entnehmen (vgl. 1 c).

b) Bei der Lagerung von Betonproben, im Freien, in Sand eingebettet, obere Fläche frei der Witterung ausgesetzt, bzw. von sonst gleichen Proben an der Luft (rd. 60% Feuchtigkeit und rd. 18° C) ergaben sich im Mittel⁵ für 9 Zemente (5 PS und 4 HOZ) folgende Druckfestigkeiten

	im Alter von:			
	1 Monat	3 Monaten	12 Monaten	24 Monaten
I. Lagerung im Freien, beginnend im Alter von 1 Monat am 1. Dezember 1936.	448 (1,00)	520 (1,16)	661 (1,47)	605 (1,35) ⁶
II. Lagerung an der Luft (rd. 60% Feuchtigkeit und rd. + 18° C).	448 (1,00)	576 (1,28)	633 (1,41)	655 (1,46)

3. Zusammenfassend läßt sich folgendes feststellen:

Zementart. Gegenüber der Festigkeit mit Portlandzement liegt jene mit Eisenportlandzement und besonders jene mit Hochofenzement in den ersten Monaten verhältnismäßig mehr zurück. Die Festigkeiten nach 1 Jahr sind weniger unterschiedlich.

Eine Beurteilung von Eisenportlandzement- bzw. von Hoch-

⁴ Straßenbeton mit 320 kg Zement in 1 m³, der in seiner Zusammensetzung der ABB entspricht.

⁵ Prüfung von mindestens drei gleichen Proben.

⁶ Der Rückgang der Festigkeit dürfte auf innere Spannungen durch unterschiedlichen Feuchtigkeitsgehalt zurückzuführen sein (Austrocknen).

⁷ Abwechselnd je 1 Monat im Wasser, dann an der Luft, usw.

³ Vgl. Graf und Weise: Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen. Bd. 6, S. 21. Berlin 1938.

ofenzementbeton auf Grund seiner Festigkeit in den ersten Monaten ist daher ungünstig (vgl. Beispiel 1 c) und gibt kein richtiges Bild über die Endfestigkeit. Die Verhältniszahlen des Beispiels 1 b zeigen, daß die Festigkeitszunahme beim Beton mit Portlandzement mehr zu Anfang erfolgt, während sie beim Hochofenzement auch noch später einen beachtlichen Beitrag liefert. Noch ausgeprägter ist der rasche Festigkeitsanstieg bei den Zementen des Beispiels 1 c zu erkennen; die spätere Zunahme ist nur gering. Obwohl die Festigkeit nach 1 Jahr nicht günstiger liegt als bei den Werten unter 1 b, würde man bei einer Beurteilung im Alter von 1 bis 2 Monaten den Beton unter 1 c als besser erklären.

Lagerung. Den Beispielen 1 c und 2 b ist zu entnehmen, daß die Einflüsse, wie sie durch Feuchtigkeit und Temperatur im ganzen entstehen, zu beachten sind. Es ist daher nicht gleichgültig, zu welchem Zeitpunkt im Hinblick auf die vorausgegangene Witterung ein Bohrkern der Decke entnommen und geprüft wird. Außerdem treten diese Einflüsse in den ersten Monaten stärker in Erscheinung als bei älterem Beton. Die im Beispiel 2 b angeführten Werte zeigen, daß die Festigkeit der im Freien lagernden Proben wegen des Winterwetters anfänglich noch zurückblieb, daß sie aber nach Verlauf eines Jahres den bei rd. $+18^{\circ}\text{C}$ gelagerten Beton wieder eingeholt hat.

In entsprechenden Fällen ist es daher zweckmäßig, die Betonfestigkeit der fertigen Decke möglichst in höherem Alter als nach 2 Monaten zu beurteilen.

Zu III. Gültigkeit der Abminderungswerte.

Zur Beurteilung wurden die Mittel der Festigkeiten sonst gleichen Betons mit 5 Portland- und 4 Hochofenzementen für sehr unterschiedliche Verhältnisse bezüglich der Lagerung in Abb. 3 eingetragen. Aus dieser Darstellung wurden die Abminderungswerte entnommen und entsprechend der ABB auf die Druckfestigkeit nach 2 Monaten bezogen.

Als obere und untere Grenzwerte der die Kurven Umhüllenden U ergaben sich im Alter von:

	2 Monaten	4 Monaten	6 Monaten	12 Monaten
max. . . .	580 kg/cm ²	625 kg/cm ²	650 kg/cm ²	675 kg/cm ²
min. . . .	445 kg/cm ²	510 kg/cm ²	555 kg/cm ²	615 kg/cm ²
und als Abminderungswerte im Vergleich zur ABB				
ABB . . .	1,00	0,92	0,85	0,80
max. . . .	1,00	0,93	0,89	0,86
min. . . .	1,00	0,87	0,80	0,72
Mittel . . .	1,00	0,90	0,84	0,79

Man erkennt also, daß die in der ABB angegebenen Abminderungswerte den im Mittel zu erwartenden Festigkeitsverlauf recht gut wiedergeben. Im Einzelfall können aber je nach Zement und Witterungsbedingungen erhebliche Abweichungen vorliegen. Dies zeigen z. B. die Werte nach Kurve 2 in Abb. 3 für Portlandzement bei Luftlagerung (bei rd. $+18^{\circ}\text{C}$ anfänglich 1 Monat feucht gelagert) und Kurve 3, für Hochofenzement bei Lagerung im Freien (am Anfang Winterwetter). Die Endfestigkeiten nach 1 Jahr liegen praktisch gleich hoch, dagegen sind die in jüngerem Alter festgestellten Werte sehr unterschiedlich. Wird die Festigkeit in höherem Alter mit der bei 2 Monaten verglichen, so erhält man, wenn auf den Endwert der ABB von 0,80 bezogen wird, folgende Abminderungswerte:

Für ein Alter von	2 Monaten	4 Monaten	6 Monaten	12 Monaten
Kurve 2, max. . .	(580) 0,89	(620) 0,83	(630) 0,82	(645) 0,80
Kurve 3, min. . .	(450) 1,14	(515) 1,00	(570) 0,90	(645) 0,80
Nach der ABB . .	— 1,00	— 0,92	— 0,85	— 0,80

Das heißt also, daß die mit den Abminderungswerten der ABB errechnete Festigkeit nach 2 Monaten gegenüber der tatsächlichen Festigkeit in diesem Alter bei Beton mit starker Anfangserhärtung zu ungünstig (z. B. bei Kurve 2 um 11%) und bei Beton mit verzögerter Anfangserhärtung zu günstig sein kann (z. B. bei Kurve 3 um 14%).

Die Unterschiede sind bei dem hier vorliegenden guten Beton verhältnismäßig gering, doch können sie in Grenzfällen bei der Bewertung eines Betons mit knapper Festigkeit in der einen oder anderen Richtung ausschlaggebend sein.

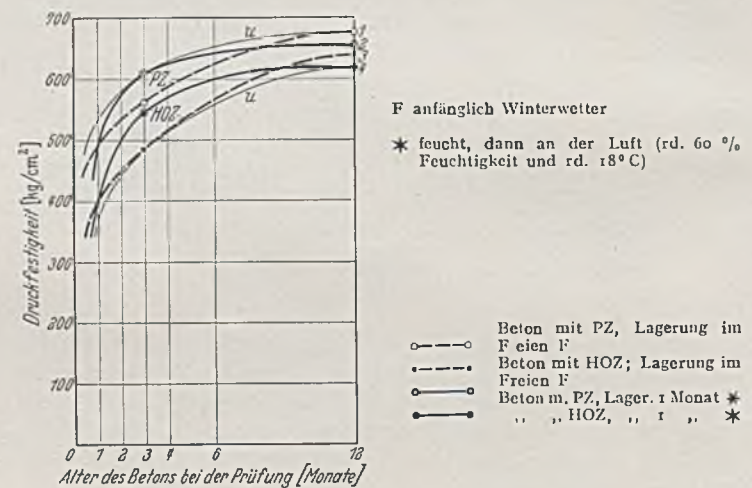


Abb. 3. Festigkeitsentwicklung von Straßenbeton.

IV. Zusammenfassung.

Bei Rückschlüssen von der Bohrkernfestigkeit auf die Biegezugfestigkeit des Betons ist zu beachten, daß sich die Eigenschaften der Mischung, ferner die Einflüsse bei der Herstellung und Lagerung des Betons auf die Druckfestigkeit bzw. auf die Biegezugfestigkeit nicht in gleichem Sinne und Ausmaß auswirken.

Bei annähernd gleicher Endfestigkeit können sich für sonst gleichen Beton in jüngerem Alter deutliche Unterschiede in der Festigkeit ergeben. Eine endgültige Bewertung der Festigkeit eines Deckenbetons erfolgt daher in besonderen Fällen zweckmäßig erst in höherem Alter, nachdem gegebenenfalls anfänglich stärker in Erscheinung tretende Einflüsse (unterschiedliche Erhärtungsgeschwindigkeit und Witterung) sich ausgleichen konnten.

Die in der ABB angegebenen Abminderungswerte — an Hand derer von einer in höherem Alter ermittelten Festigkeit auf die nach 2 Monaten vorhanden gewesene Festigkeit geschlossen werden kann — entsprechen den gemittelten Verhältnissen. Die Abminderungswerte liefern aber bei anfänglich rasch erhärtendem Beton eine zu ungünstige 2-Monats-Festigkeit. Andererseits wird die für 2 Monate errechnete Festigkeit zu günstig, wenn es sich um anfänglich langsamer erhärtenden Beton handelt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Erhöhung der O'Shaugnessy-Talsperre.

Die größte bisher durchgeführte nachträgliche Staumauer-Erhöhung wurde jetzt bei der O'Shaugnessy-Staumauer fertiggestellt. Die O'Shaugnessy-Talsperre staut im Hetch Hetchy-Tal einen See von bisher 254 hm³ Inhalt für die Wasser- und Energieversorgung der Stadt San Francisco auf. Sie wurde 1923 fertiggestellt und hatte im ersten Ausbau eine Höhe über der Flußsohle von 69,0 m und über der Gründung von 105 m

(Abb. 1). Jetzt wurde sie um 26,0 m erhöht, so daß die Mauer nunmehr eine größte Höhe von 131,0 m besitzt. Der Stauraum vergrößert sich dadurch um 75% auf 444 hm³. Zu den ursprünglich eingebauten 305 000 m³ Beton des Bauwerks kamen jetzt 212 000 m³ Beton für die Erhöhung hinzu. Die Kosten für die Erhöhung betragen 8,7 Mio RM.

Das Sperrbauwerk ist eine nach einem Halbmesser von 213 m gekrümmte Gewichtstaumauer. Mit 5% wasserseitiger und 78% luft-

seitiger Neigung besitzt sie reichliche Abmessungen. Die Mauer hatte im ersten Ausbau 184 m Kronenlänge. Schon beim ersten Ausbau im Jahre 1923 waren Vorkkehrungen für die nunmehr, 15 Jahre später, erfolgte Erhöhung getroffen worden. Der volle Querschnitt für die erhöhte Staumauer wurde damals bis auf Flußsohle (+1067) fertiggestellt. Hier wurde die Mauerstärke in einem Absatz um 24,50 m verringert. Oberhalb dieser Höhe wurde nur die für den niedrigeren Stau notwendige Mauerstärke ausgeführt. Ausgenommen davon war nur der mittlere Teil, durch den die sechs Grundablaßrohre führen. Dieser wurde schon damals in der vollen Stärke erbaut (Abb. 2). Die Luftseite wurde treppenförmig ausgebildet, um eine bessere Verbindung mit der späteren Verstärkung zu ermöglichen.

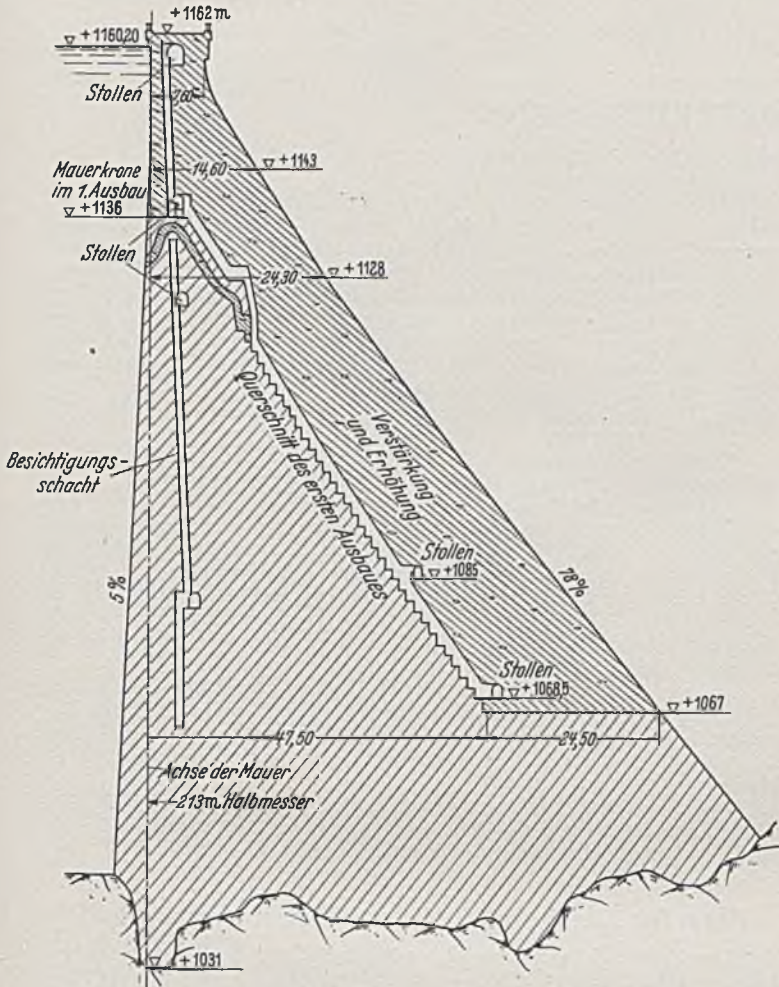


Abb. 1. O'Shaughnessy-Staumauer. Querschnitt.

Die für die Erhöhung erforderliche luftseitige Verstärkung wurde mit der größten Sorgfalt durchgeführt, um ein möglichst homogenes Bauwerk mit einem einheitlichen Spannungsverlauf zu bekommen. Besonders bei Ausführung der Erhöhung bei gefülltem Becken, wie es hier der Fall war, entsteht eine ungewöhnlich schwierige Bauaufgabe. Die bestehende Mauer ist unter der Last deformiert und befindet sich in einem bestimmten Spannungszustand. Um die vorgesetzte Verstärkung bei Erhöhung des Wasserspiegels zu ihrem Teil an der Übertragung der Kräfte auf den Baugrund bzw. hier auf den früher gebauten Fundamentabsatz mittragen zu lassen, ist erst eine verstärkte Deformation des alten Mauerkörpers und eine Vergrößerung seiner Spannungen notwendig. Eine solche Spannungserhöhung im alten Mauerkörper wird bei Ausführung der Verstärkung bei gefülltem Becken nie ganz zu umgehen sein. Schwierig wird der Zustand für den alten Mauerkörper jedoch durch das Schwinden des Betons der Verstärkung. Dadurch verkürzt sich die Höhe der Verstärkung, und es werden eine noch größere Deformation und noch größere Spannungen im alten Mauerkörper auftreten bis der neue Körper beginnt mitzuwirken. Die Verstärkung wirkt dann zum Teil nur als am alten Mauerkörper aufgehängtes Gewicht und überträgt selbst nur einen geringen Teil der Spannungen. Es mußten also besondere bauliche Maßnahmen durchgeführt werden, den Einfluß des Schwindens herabzusetzen, um so den Verstärkungskörper fähig zu machen, Kräfte zu übernehmen. Übertragen werden die durch den Verstärkungskörper aufzunehmenden Kräfte vom alten auf den neuen Beton hauptsächlich durch Schubkräfte in der Fuge. Es war also ferner notwendig, die Fuge zwischen altem und neuem Beton so auszubilden, daß sie zur Kraftübertragung imstande ist.

Der Beton der Verstärkung wurde nicht unmittelbar vor die luftseitige Fläche des alten Bauwerks gesetzt. Vielmehr ließ man in der

Begrenzungsfläche Schächte von 1,5 m Breite und 6,0 m Länge frei, zwischen denen nur Rippen von 60 cm Dicke das Gewicht des neuen Betons auf das alte Bauwerk übertragen. Erst nachdem der Schwindvorgang im Verstärkungsbeton so gut wie beendet war, wurden diese Schächte mit Beton gefüllt. Auf diese Weise erreichte man, daß eine Rissebildung im neuen Beton entlang der Fuge, hervorgerufen durch Schwinden in lotrechter Richtung, und das „Aufhängen“ an der abgetreppten Luftseite des alten Bauwerks nur auf die Rippen beschränkt blieb. Die Schächte waren so ausgebildet, daß eine hinreichende Verzahnung zwischen dem alten Bauwerk und dem Verstärkungskörper gewährleistet ist. Nachdem auch im Beton der Schächte der Schwindvorgang abgeklungen war, wurden alle Fugen ausgepreßt.

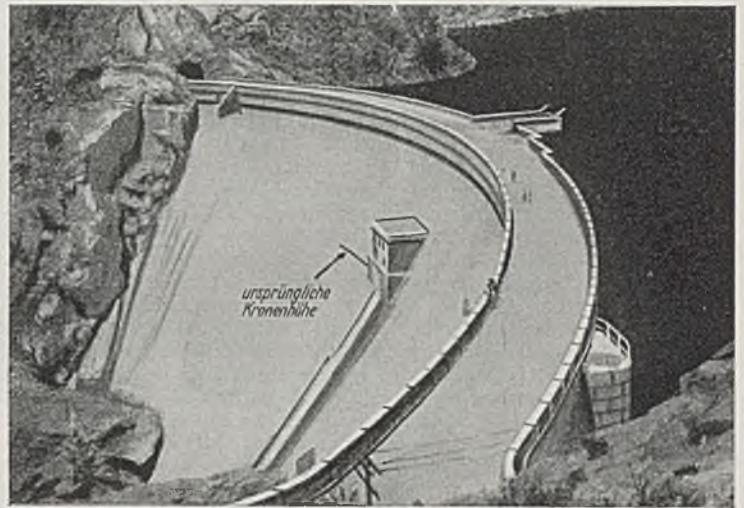
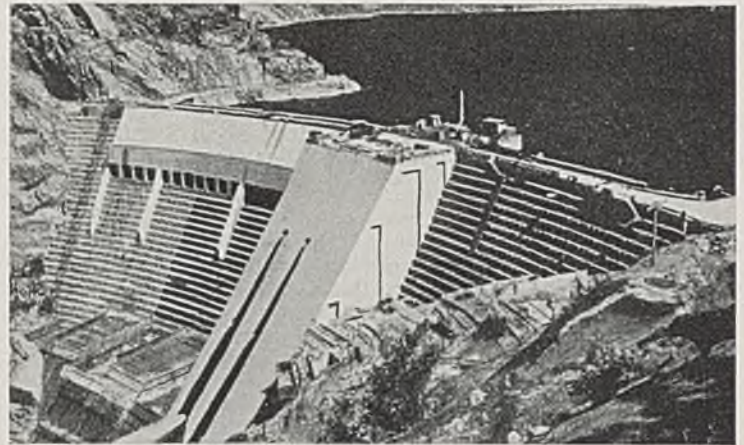


Abb. 2. O'Shaughnessy-Staumauer. Oben: Erster Ausbau. Unten: Erhöhte Mauer.

Um den Bauvorgang nicht zu lange zu verzögern, wurde sowohl für den zuerst eingebrachten Beton der Verstärkung als auch für den Schachtbeton eine künstliche Kühlung angewendet. Die Kühlrohre, hauptsächlich solche von 25 mm \varnothing , wurden in waagerechten Lagen mit 1,50 m senkrechtem Abstand in den Beton eingebettet. In waagerechter Richtung betrug der Abstand der Rohre etwa 1,70 m. Das Wasser für die Kühlung wurde aus dem Staubecken entnommen und teils unmittelbar den Kühlrohren zugeleitet, teils erst durch eine Kühlanlage geschickt.

Nach dem Auspressen der Fuge zwischen altem und neuem Beton wurden auch die Dehnungsfugen ausgepreßt. Diese hatte man im neuen Beton in 15 m Abstand vorgesehen, im alten Bauwerk betrug der Abstand etwa 30 m. Für das Auspressen waren im Beton der Verstärkung Rohre vorgesehen, im alten Bauwerk wurden dazu an geeigneten Stellen Löcher gebohrt. In die Fuge zwischen altem und neuem Beton etwa eingetretenes Wasser, das unter dem Staudruck versuchen würde, die Verstärkung abzupressen, wird durch ein sorgfältig angeordnetes Entwässerungsnetz unschädlich abgeleitet.

Für die Verstärkung wurde besonders auch ein sorgfältiges Einbinden in die seitlichen Felswände verlangt. Man hatte den Aushub hier auf 23 000 m³ geschätzt. Es ergab sich tatsächlich ein Aushub von 65 000 m³, bis man alle rissigen Felsteile entfernt hatte.

Der Beton wurde im Rüttelverfahren eingebracht. Die Blockhöhe betrug 1,50 m. Es war vorgeschrieben, daß erst nach 72 Stunden ein weiterer Block aufbetoniert werden durfte. Benachbarte Blöcke durften während des Baues nicht mehr als 4,50 m Höhenunterschied haben. Nach der Erstellung eines Blocks setzte man jeweils sofort eine Beriesungsanlage in Tätigkeit.

Bevor der neue Beton eingebracht wurde, rauhte man die getreppte Luftseite der alten Mauer sorgfältig auf. Teilweise wurden auch noch Verzahnungen vorgesehen. Um den Zusammenhalt weiter zu erhöhen, wurde die Fuge bewehrt. In 1,50 m senkrechtem und 0,75 m waagrechttem Abstand wurden 4,50 m lange Quadrateisen \square 32 mm angeordnet. Sie sind auf der einen Seite auf 1,50 m Länge in 57 mm-Bohrlöchern in den alten Beton geführt, gehen dann durch den 1,50 m breiten Schacht hindurch auf 1,50 m Tiefe in den zuerst eingebrachten Beton der Verstärkung hinein.

Für den Beton war eine Mindestdruckfestigkeit nach 28 Tagen von 175 kg/cm² vorgeschrieben. Das Setzmaß für den Massenbeton betrug 38—50 mm. Die Zuschlagsstoffe wurden in fünf Kornstufen getrennt

zugegeben. Das größte Korn war auf 150 mm beschränkt. Die Mischung bestand aus zwei 3 m³-Mischern und war vorgesehen für 75 m³ Beton je Stunde. Der Beton wurde mittels Kabelkrane eingebracht. Die Kübel faßten 3 und 6 m³ Beton.

Die alte Stauwand besaß zur Hochwasserentlastung auf der Krone eine Heberanlage, die in den verstärkten Querschnitt einbetoniert wurde. Als neue Entlastungsanlage für die erhöhte Talsperre ist in der Nähe des südlichen Widerlagers ein offener Überfall von rd. 60 m Breite angeordnet. Die Arbeiten für die Erhöhung nahmen drei Jahre in Anspruch (1935—1938). [Nach Engng. News Rec. 122 (1939) S. 707.]

Dr. O r t h, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Dr. Todt über die Aufgaben des deutschen Straßenbaues im Kriege (Straßenbautagung in München).

Die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen veranstaltete gemeinsam mit der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Fachabteilung Straßenbau, am 9. Dezember 1939 in München eine kriegsmäßig vereinfachte Straßenbautagung, an der zahlreiche Angehörige des deutschen Straßenbaues und Vertreter von Partei, Staat und Wirtschaft teilnahmen. Die Tagung, auf der Reichswirtschaftsminister Funk und Generalinspektor Dr. Todt sprachen, wurde durch eine Fachtagung eröffnet. Ministerialrat a. D. Prof. Huber begrüßte die Anwesenden. Ministerialrat Schönleben sprach anschließend über die Aufgaben der Bauwirtschaft im Kriege. In der darauffolgenden Aussprache hielten Generaldirektor Mielke, Dr. Klesenz, Baurat Habild, Prof. Dr.-Ing. F. Dittich sowie Landesbaurat Schmidt interessante Fachvorträge. Zum Hauptthema sprach Generalinspektor Dr. Todt. Er gab einen Überblick über die Leistungen im vergangenen Jahr, mit denen der deutsche Straßenbau dem inneren Ausbau unseres Reiches gedient hatte. Mit dem Jahre 1938 lief die Frist ab, die das Schicksal dem deutschen Volke für die innere Festigung gewährt habe. Dank der Energie des Führers hat das deutsche Volk diese Zeit in hinreichendem Maße genutzt. Im Hinblick auf die Einkreisungsversuche Englands erhielt die deutsche Bauwirtschaft im Vorjahr einen Auftrag, der einem großen politischen Ziel diene: Die Errichtung des Westwalls. Dadurch zwang der Führer unsere Gegner zur eindeutigen Entscheidung, ob sie mit dem Reich in Frieden leben wollten oder nicht. Die Bauwirtschaft kann stolz darauf sein, daß sie die Politik des Führers so entscheidend unterstützen konnte. Das politische Zeitmaß des Jahres 1938 zwang auch den Straßenbau, in seinen Leistungen mit diesem Tempo Schritt zu halten. Hierzu bedurfte es einer außergewöhnlichen Energie. Weiter galt es, diese Energie in Form einer Leistungssteigerung auch in der Praxis durchzusetzen, und außerdem mußte die Technik unbedingt treffsicher sein. Dank der heutigen Zusammenarbeit zwischen Technik und Praxis sind wir so weit, daß die Forschung sich lediglich darauf zu beschränken braucht, die bereits gefundenen Erkenntnisse zu verbessern und zu verfeinern. In diesem Zusammenhang wies der Generalinspektor auf die Errichtung des neuen Erdbau-Instituts und des Instituts für den Straßenbau an der Technischen Hochschule in München hin. Hinsichtlich der Aufgabe der Bauwirtschaft im Kriege führte Dr. Todt aus, daß der privatwirtschaftliche Einsatz der Bauwirtschaft seine Vorteile beim Bau des Westwalls gezeigt habe, so daß er auch im Kriege beibehalten wurde. Abschließend stellte Dr. Todt fest, daß der deutsche Straßenbau mit Forschung und Praxis aktiv an der deutschen Kriegswirtschaft teilnehme. Die zufriedenstellenden Erfolge seien nur möglich, weil er nationalsozialistisch sei. Nach diesem mit großem Interesse aufgenommenen Vortrag nahm Dr. Todt die Preisverteilung zum Wettbewerb „Zu-Gleich“ der Fachgruppe Bauwesen im NSBDT vor, der hervorragende Vorschläge zur Leistungssteigerung in der Bauwirtschaft gebracht hat.

Erste Preise bekamen:

Cuno Schückhaus für die Arbeit „Betonschalung“;
Ing. Paul Rodewald für „Eine erfrischende Kritik in lustigen Bildern“;
Anton Wörner für die Arbeit „Natursteinmauerwerk“;
Dipl.-Ing. Werner Gestrich-Rabe für die Arbeit „Betriebsmaßnahmen zur Leistungssteigerung“.

Der Sozialreferent Dr. Todts, Oberregierungsrat Dr. Birkenholz, erhielt in Würdigung seiner Arbeit „Der Mensch im Mittelpunkt der Arbeit“ einen weiteren ersten Preis — als Mitarbeiter des Generalinspektors natürlich außer Konkurrenz —. Außerdem kamen 10 zweite und 50 dritte Preise zur Verteilung.

Bauholz-Gütebedingungen und Holz-Hochbau-Normen eingeführt.

Der Herr Reichsarbeitsminister hat mit Erlaß vom 22. Dezember 1939 — IV 2 Nr. 9605/25/39 — angeordnet, daß die in DIN 4074 „Bauholz, Gütebedingungen“ enthaltenen Festlegungen im Zusammenhang mit DIN 1052 „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau“ als Richtlinie für die Baupolizei für das Altreich eingeführt

werden. Die Einführung in der Ostmark und im Sudetengau bleibt besonderem Erlaß vorbehalten.

Die in DIN 1052 § 5, 1 Tafel 1 zugelassenen Spannungen gelten bei Verwendung von gewöhnlichem, gutem, baureifem Bauholz mit geringer Astbildung. Als solches ist Holz anzusehen, das der Güteklasse II des vom Deutschen Normenausschuß aufgestellten Normblattes DIN 4074 „Bauholz, Gütebedingungen“ entspricht.

Die im § 5, 3 vorgesehene Spannungsermäßigung auf $\frac{2}{3}$ der in der Tafel 1 angegebenen Werte ist mit Ausnahme von Druck rechtwinklig zur Faserrichtung (Tafel 1, d) auch anzuwenden, wenn Bauholz der Güteklasse III verwendet wird. Zugglieder dürfen aus Holz der Güteklasse III nicht hergestellt werden, auch nicht als Zuggurte von vollwandigen Tragwerken.

Die im § 5, 4 vorgesehene Spannungserhöhung um $\frac{1}{6}$ darf nur angewandt werden, wenn Holz der Güteklasse I verwendet wird.

Die Hölzer brauchen der vorgesehenen Güteklasse jeweils nur auf dem Teil der Länge zu entsprechen, an dem die entsprechenden Spannungen auftreten, zuzüglich eines beiderseitigen Sicherheitszuschlages vom $1\frac{1}{2}$ -fachen des größten Querschnittsmaßes. Das Bauholz der Güteklasse I ist genau auszusuchen. An sichtbar bleibender Stelle ist es deutlich einheitlich zu kennzeichnen, wobei anzugeben ist, wer das Holz ausgesucht hat und welcher Teil als zum ausgesuchten Holz gehörig betrachtet wird.

Bei aus einzelnen Teilen verleimten Verbundkörpern sind die Güteanforderungen im allgemeinen auf den Verbundkörper, nicht auf die einzelnen Teile zu beziehen. Jedoch müssen die in der Zugzone außen liegenden Teile für sich betrachtet ebenfalls der vorgesehenen Güteklasse entsprechen.

Das Normblatt DIN 4074 kann durch den Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68, zum Preise von 1,— RM bezogen werden, DIN 1052 zum Preise von 0,80 RM (beides ausschl. Versandkosten).

Norm für Eisenbetonhohldielen allgemein verbindlich!

Der Herr Reichsarbeitsminister hat mit Erlaß vom 27. Dezember 1939 — IV 2 Nr. 9506/2/39 — angeordnet, daß eine allgemeine baupolizeiliche Zulassung für Eisenbetonhohldielen nicht mehr erforderlich ist, da alle Eisenbetonhohldielen in Zukunft den Bestimmungen der Norm DIN 4028 „Bestimmungen für Herstellung und Verlegung von Eisenbeton-Hohldielen“ entsprechen müssen, die mit Erlaß des Herrn Reichsarbeitsministers vom 12. Oktober 1938 — IV 2 c 4 Nr. 8610 a 57 — (Reichsarbeitsblatt 1938 I S. 371) eingeführt worden ist.

Alle von dem Herrn Reichsarbeitsminister oder von den Länderregierungen ausgestellten allgemeinen Zulassungen für Eisenbetonhohldielen (früher auch Stegzementdielen) und Bimsbetonhohldielen werden daher durch obengenannten Erlaß mit sofortiger Wirkung widerrufen.

Fortfall des Fachkurzzeichens des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik in den Normblättern.

Durch die große Zahl der verschiedenen Fachsymbole im deutschen Normenwerk entsteht bei den Außenstehenden häufig der Eindruck einer großen Zersplitterung der Normungsarbeiten.

Die Träger des deutschen Normenwerkes sind daher übereingekommen, auf die auf den Normblättern neben dem DIN-Zeichen geführten Fachsymbole zu verzichten. Es ist nun zunächst beabsichtigt, alle neu erscheinenden Normblätter ohne das Fachsymbol herauszugeben. Zur besseren Übersicht wird das Fachgebiet im Titelfeld oben am Kopf des Normblattes und der Träger wie bisher am Fuß des Normblattes angegeben werden. Die bereits eingeführten Normblätter werden erst nach einer erforderlichen Überarbeitung ohne das Fachsymbol erscheinen.

Die Einreihung der Normblätter des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik (DVM), die bisher das Kurzzeichen DVM trugen, in die DIN-Reihe erfordert eine Erweiterung der Ziffern, um gleichlautende Zahlen zu vermeiden. Die deutschen Normen werden also in Zukunft nicht mehr nur bis vierstellige Zahlen, sondern bis fünfstelligen Zahlen tragen.

Die neuerscheinenden DVM-Normblätter werden in die Gruppe 50 001 bis 55 000 eingereiht. Später werden die überarbeiteten DVM-Normblätter ebenfalls in diese Gruppe eingefügt werden und zwar so, daß die bisherigen Nummern als die vier letzten Ziffern wieder erscheinen.

Erstmalig wurden in diesen Tagen zwei Normblattentwürfe des DVM unter Fortlassung des DVM-Zeichens veröffentlicht:

DIN 53 451 — Prüfung von Kunststoffen, Richtlinien für die Herstellung von Proben —

DIN 53 452 — Prüfung von Kunststoffen, Verhalten unter Biegebeanspruchung —

BUCHBESPRECHUNGEN.

Kl ö c k n e r S p u n d w a n d - H a n d b u c h. Mit 353 Abb. Osnabrück: Klöckner-Werke A.-G. 1939. 469 S.

Das neue Spundwand-Handbuch der Klöckner-Werke gibt nicht nur einen umfassenden Überblick über die Erzeugnisse der Spundwandabteilung, es enthält auch sehr ausführliche und nach dem neuesten Stande wissenschaftlicher Erkenntnis und praktischer Erfahrung ausgearbeitete Richtlinien für den Entwurf, die Bemessung und Ausführung von Spundwandbauwerken. Das Buch, das gegenüber der Ausgabe von 1934 bedeutend erweitert wurde, ist auf Grund seiner vielseitigen Gestaltung über reine Werbezwecke hinausgewachsen und ein wirkliches Handbuch für die Spundwandbauweise geworden. Eine kurze Wiedergabe seines Inhaltes läßt das erkennen.

Die ersten Abschnitte behandeln die Klöckner-Stahlspondbohlen, Kastenbohlen und Kastenpfähle, deren Abmessungen, Eigenschaften, Werkstoffe und Lebensdauer sowie das Rammen, Ziehen und Abschneiden der Bohlen und Pfähle und die dafür empfehlenswerten Geräte. Wenn diese Ausführungen auch in erster Linie der Werbung für die Erzeugnisse der Werke gewidmet sind, so enthalten sie doch zahlreiche Angaben, die für Bauwerke aus Stahlspondbohlen von allgemeiner Bedeutung sind. Besonders die Ausführungen über die Lebensdauer der Spundbohlen enthalten wichtige Angaben über das Maß der zu erwartenden Abrostungen und betonen die Notwendigkeit, bereits beim Entwurf und bei der Bemessung von Spundwandbauten die Wirkung schädigender Einflüsse zu berücksichtigen. Die folgenden Abschnitte über die Verwendungsmöglichkeiten von Stahlspondbohlen, das Entfernen von Spundwandbauwerken und deren statische Berechnung haben allgemeine Gültigkeit. Diese sorgfältig zusammengestellten und durch rechnerische und konstruktive Beispiele sowie durch ein Verzeichnis über das Schrifttum ergänzten Ausführungen enthalten zahlreiche Anregungen und Hinweise, die zur Vermeidung von Mißerfolgen wissenswert sind. Der folgende Abschnitt über die Ausrüstung der Klöckner-Stahlspondwände enthält gut durchgearbeitete Vorschläge und Beispiele für Holmausbildungen, Reibe- und Schiffshaltevorrichtungen, Steigeleitern und Treppen. Eine reichhaltige Auswahl ausgeführter Bauten mit kurzen Erläuterungen schließt sich an. Einige Gutachten und Hilfstafeln für die Bemessung von Spundwandbauwerken bilden den Schluß des Buches. Es wird für das Entwerfen und den Bau derartiger Werke ein zuverlässiger Ratgeber sein. Druck und Ausstattung entsprechen hohen Ansprüchen; das Wichtige ist einprägsam hervorgehoben. Baurat Dr.-Ing. B. Kressner, Hamburg.

bestens dazu beitragen, den Einblick der Studierenden und Absolventen der Technischen Lehranstalten in das Wesen der Baustoffe zu vertiefen. Sie wird damit eine Zeitforderung erfüllen helfen, die, über den alten Leitspruch „Mehr Kenntnis der Baustoffe“ hinausweisend, in der weiter gesteckten Bedingung gipfelt: „Den richtigen Baustoff an den richtigen Platz!“ Einige Druckfehler in den chemischen Formeln bedürfen der Richtigstellung. Prof. Dr.-Ing. A. Hummel, Berlin.

P r e ß, H.: Der Boden als Baugrund. Heft 9 der Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung. Mit 64 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1939. V, 94 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 5,80.

Der Verfasser betreibt schon seit Jahren bodenmechanische Versuche. Das Buch ist als Zusammenfassung der bisherigen Versuchsergebnisse und Veröffentlichungen des Verfassers zu werten. Als wichtige Folgerung wird auch an dieser Stelle hervorgehoben, daß es erforderlich wäre, Beobachtungen und Untersuchungen in Baugrundfragen im ganzen Reich in besonderen Stellen zu bearbeiten. Die Mängel, die der Verfasser den Vorschriften über die zulässigen Bodenpressungen vorwirft, sind durch die neue Fassung des Entwurfs der DIN E 1054 „Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes und der Pfahlgründungen“ behoben. In der Schrift wird anfangs auf die Bodenbenennung und die verschiedenen Verfahren des Bodenausschlusses sowie der Bodenentnahme eingegangen. Der Hauptteil des Buches befaßt sich mit der Bodentragfähigkeit. Es werden zunächst einige Ermittlungen beschrieben, die an gestörten und ungestörten Bodenproben vorgenommen werden. Im Zusammenhang hiermit sei auf den Entwurf eines Merkblattes für bodenphysikalische Prüfverfahren hingewiesen, der in der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen bearbeitet wurde und in Heft 19/20 (1939) der „Straße“ S. 576 abgedruckt ist. Bei der Behandlung der Zusammendrückung von Bodenproben und des Baugrundes sowie der Bodentragfähigkeit bei Flach- und Pfahlgründungen benutzt der Verfasser seine Versuchsergebnisse zur Erläuterung: Belastung von Bodenproben bei unbehinderter und bei behinderter Seitenausdehnung, Belastung des Baugrundes, Probelastung. Hierbei wird der Einfluß von Lastflächenform und -größe, der Lagerungsdichte des Bodens und der Elastizität des Lastkörpers untersucht. Den Abschluß bilden Erörterungen über die Abhängigkeit der Bodentragfähigkeit von den örtlichen Verhältnissen an der Baustelle und von der in Aussicht genommenen Gründung und Konstruktion des Bauwerkes. Das Buch kann den Leser gut in die Fachfragen einführen, weil es die wesentlichen Zusammenhänge, die bei der Gründung von Bauwerken zu beachten sind, aufzählt, ohne daß nun im einzelnen mit den Erörterungen in die Tiefe gegangen wird. Dr.-Ing. habil. H. Petermann, Hannover.

H o y e r, E.: Der Stahlsaitenbeton. Theorie und Anwendung des neuen Werkstoffes. Bd. 1. Träger und Platten. Mit 82 Abb. Berlin: Otto Elsner Verlagsgesellschaft 1939. 130 S. DIN A 5. Preis geb. RM 8,60.

In dem bisher erschienenen ersten Bande des Buches gibt der Erfinder des Stahlsaitenbetons einen Überblick über die Eigentümlichkeiten dieser neuen Art von Verbundbauteilen, über die Geschichte ihrer Entstehung, ihre Berechnung und die ersten grundlegenden Versuche mit ihnen auf dem Werkplatz und in staatlichen Prüfanstalten.

Das Buch dient jedoch nicht nur der Unterrichtung über die Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit des Stahlsaitenbetons, sondern bietet auch eine ausführliche, an Beispielen erläuterte Ableitung und Darstellung des Spannungszustandes in auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit vorgespannten Bewehrungen. Sein Studium ist daher allen Ingenieuren zu empfehlen, die sich mit dem Wesen der echten Vorspannung vertraut machen wollen. B o r n e m a n n, Berlin.

B e c k, A.: Magnesium und seine Legierungen. Mit 524 Abb. Berlin: Julius Springer 1939. XIV, 520 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 56,70, geh. RM 54.—

Die Schaffung und Entwicklung der wissenschaftlichen Grundlagen für die Herstellung des Magnesiums und seiner Legierungen ist fast ausschließlich in Deutschland geleistet worden, und zwar von einem verhältnismäßig engen Kreis von Fachleuten der IG-Farbenindustrie. Das von Adolf Beck herausgegebene Buch gibt Zeugnis von der bahnbrechenden, gründlichen und umfassenden Arbeit deutscher Forscher. Das Buch berichtet über Rohstoffe, Eigenschaften des Magnesium-Einkristalls, Metallographie, physikalische Eigenschaften, Festigkeitseigenschaften, chemisches Verhalten, Oberflächenschutz, Schmelzen und Gießen, insbesondere Spritzgießen, Pressen, Schmieden, Walzen, spangebende Bearbeitung und nicht zuletzt über Konstruktionsrichtlinien, stoffgerechte Werkstattbehandlung und Anwendungsbeispiele. Schließlich ist das Magnesium als Legierungselement, als Stoff der Pyrotechnik und Thermochemie behandelt; ferner wird über die chemische Analyse das erforderliche gesagt.

N i t z s c h e, H.: Baustoff-Praktikum. 14. Heft der Bautechnischen Lehrhefte. Mit 39 Abb. 3. Aufl. Leipzig: Dr. Max Jänecke 1939. 89 S. Oktav. Preis geh. RM 1,20.

Das erstmals 1930 erschienene „Baustoff-Praktikum“ [vgl. Bauing. 12 (1931) S. 379] liegt nun in der 3. Auflage vor. Die Gesamteinteilung (I. Teil: Die wichtigsten chemischen Reaktionen; II. Teil: Chemisches Praktikum; III. Teil: Mechanisches Praktikum) ist beibehalten worden. Einzelne Abschnitte, besonders über Betonzuschlagstoffe, sind auf Grund neuerer Erfahrungen und Erkenntnisse umgearbeitet bzw. ergänzt. Im „Mechanischen Praktikum“ sind wie bisher an Stelle von genormten Prüfverfahren nicht genormte Verfahren breiter behandelt. Dieses Vorgehen wird heute im Zuge der Gleichrichtung des Prüfungswesens und der Baustoffbeurteilung sicher recht unterschiedlich beurteilt werden. Mit der Zielsetzung der Vermittlung eines lebendigen Verständnisses gerade an Hand einfacher Versuche aber wird die Schrift wie bisher

Auch Bauingenieure haben die Entwicklung der Magnesiumlegierungen aufmerksam verfolgt, allerdings häufig nur deshalb, weil andere Metalle fehlten; sie sahen dabei, daß das Magnesium auch für ihren Bereich Bedeutung hat, wenn auch nicht in der Richtung, in der zunächst der Wunsch lag. Die derzeitige Anwendung im Bau von Leichtfahrzeugen, im Maschinenbau usw., u. a. bei Geräten, welche Bauingenieure verwenden, geben weiteren Anlaß, zu untersuchen, wo die Magnesiumlegierungen verwendbar sind. Dazu kommt, daß die wirtschaftlichen Bedingungen fortlaufend günstiger werden.

Prof. O. Graf, Stuttgart.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 28. Dezember 1939 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 d, Gr. 3. W 103 982. Erfinder: Ing. Franz Bores, Wien. Anmelder: Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions-Akt.-Ges. u. Ing. Franz Bores, Wien. Befestigung von säulenartigen Ausrüstungsteilen auf aus Stahl gebauten Trägerkonstruktionen. 25. VII. 38.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. Sch 105 871. Dipl.-Landwirt Dr. Karl Schmidt, Ahausen, Lahn. Kartoffelsilo aus Beton für bäuerliche Betriebe. 14. XII. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 8. E 50 046. Erfinder, zugleich Anmelder: Josef Ellinger, Rosenheim. Schiebeter aus einzelnen Tortafeln. 9. VIII. 37.
- Kl. 72 g, Gr. 3/03. B 173 456. Hugo Benzinger, Karlsruhe. Eisenbetonkonstruktion für Befestigungsbauten. 20. III. 36.
- Kl. 80 a, Gr. 14/20. L 96 686. Erfinder: Dipl.-Ing. Oskar Bohuszewicz, Düsseldorf. Anmelder: Losenhausenwerk Düsseldorf Maschinenbau Akt.-Ges., Düsseldorf. Einrichtung zur Schmierung von Innenrüttelgeräten für Beton und ähnliche Massen. 27. XII. 38.
- Kl. 80 b, Gr. 21/03. S 130 528. „Sachtleben“ Akt.-Ges. für Bergbau und chemische Industrie, Köln. Kunststein mit Schwerspatbeimischung. 24. I. 38. Österreich.
- Kl. 84 b, Gr. 1. M 133 915. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Segmentverschluß für Wasserdurchlässe an doppelwandigen Schleusentoren und für ähnliche Durchlässe. 16. III. 36.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 4. Januar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/20. E 51 154. Erfinder: Wilhelm Hermann Koblit, Duisburg-Hamborn. Anmelder: Eisenwerk Wanheim G. m. b. H., Duisburg-Wanheim. Gelenkige Segmentbewehrung für den Grubenausbau. 19. V. 38
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 182 876. Erfinder, zugleich Anmelder: Eugen Biebricher, Köln-Lindenthal. Grubenstempel. 23. IV. 38.
- Kl. 17 e, Gr. 2/20. M 140 059. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Paul H. Müller, Hannover, u. Dipl.-Ing. Fritz L. Richter, Chemnitz. Kühlturm. 10. XII. 37. Österreich.
- Kl. 17 e, Gr. 2/22. M 139 628. Erfinder: Robert Benjamin Elmer, London. Anmelder: L. G. Mouchel & Partners Limited, Robert Benjamin Elmer, u. Pierre Joseph Gerard, London; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Leinweber, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einbauten für einen Wasserkühlturm. 23. X. 37. Großbritannien 28. X. 36
- Kl. 47 f, Gr. 6/25. M 133 843. Mannesmannröhren-Werke, Düsseldorf. Schweißmuffenverbindung. 10. III. 36.
- Kl. 49 a, Gr. 61. K 150 159. Erfinder: Heinrich Schumacher u. August Steffen, Essen. Anmelder: Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Bohrkopf mit einer in radialer Richtung elastisch ausgebildeten Führungsbüchse für Tiefbohrungen. 30. III. 38. Österreich.
- Kl. 68 b, Gr. 5. S 124 043. Johannes Seidemann, Dortmund. Notausgangblendenverschluß für Luftschutzräume. 2. IX. 36.
- Kl. 80 d, Gr. 5. B 173 959. Dipl.-Ing. Otto Wilhelm Burkhardt, Bayreuth. Verfahren zum Besäumen einzelner Steinblöcke. 2. V. 36.
- Kl. 81 c, Gr. 22. E 50 233. Erfinder: Ewald Zapp, Wattenscheid-Eppendorf. Anmelder: Gebr. Eickhoff Maschinenfabrik und Eisengießerei, Bochum. Antrieb für Kratzerförderer; Zus. z. Anm. E 48 579. 29. IX. 37. Österreich.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 2 vom 11. Januar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 28/04. M 138 225. Erfinder: Richard Thomas, Lauchhammer i. Sa. Anmelder: Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Fahrbare Gleishebewinde. 29. V. 37. Österreich.
- Kl. 20 h, Gr. 1. A 87 314. Alfred J. Amsler & Co., Schaffhausen, Schweiz; Vertr.: Dr. K. Griesing, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Vorrichtung zum selbsttätigen und fortlaufenden Messen und Aufzeichnen der Verwendung von Eisenbahngleisen. 27. VI. 38. Schweiz 13. VIII. 37.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. B 180 968. Erfinder: Rudolf Taube, München. Anmelder: Brown, Boveri & Cie., Mannheim-Käfertal. Freischwingende Aufhängung für Einfachfahrleitungen. 2. XII. 37. Österreich.

- Kl. 35 b, Gr. 1/06. D 78 117. Erfinder: Kurt Künzel, Greiz, Thür. Anmelder: Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verriegelung für Laufbahnübergänge mit am Laufbahnträger angreifenden Fanghaken. 3. VI. 38.
- Kl. 37 a, Gr. 2. Sch 112 662. Erfinder, zugleich Anmelder: Gustav Schäffer, Dessau-Ziebigk. Eisenbetonplattenbalken- oder Eisenbetonrippendecke. 20. IV. 37.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. B 169 739. Dipl.-Ing. Fritz Bauer, Stuttgart. Hohlsteinbalken für Hohlsteindecken mit zwischen Stahlprofilträgern verlegten Hohlsteinbalken. 13. V. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. W 96 305. Hermann Walter, Berlin. Einrichtung zur Befestigung von Fundamentplatten, Stützschnellen u. dgl. an Eisenbetonhohlmasten, -stützen und ähnlichen hohlen Eisenbetonteilen. 3. IV. 35.
- Kl. 37 c, Gr. 6/01. W 100 778. Erfinder, zugleich Anmelder: Fritz Werner, Zittau i. Sa. Verfahren zum Abdichten von Pappdächern oder Dachpappen. 27. III. 37. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 5. L 92 625. Erfinder, zugleich Anmelder: Paul Linder, München. Rauchabzugskamin für Lokomotivschuppen. 27. V. 37. Österreich.
- Kl. 42 k, Gr. 21/03. C 54 031. Dr.-Ing. August Wilhelm Cyrow, Berlin-Lichterfelde. Verfahren zum Ermitteln der in einem unter gleichbleibender statischer Belastung stehenden magnetisierbaren Körper unterhalb der Streckgrenze herrschenden mechanischen Spannung. 1. VII. 36.
- Kl. 74 d, Gr. 8/55. R 100 855. Erfinder, zugleich Anmelder: Ernst Richter, Marienthron. Durch die Fahrzeuge verursachte Verkehrsampelsteuerung. 25. XI. 37.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 18. Januar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 d, Gr. 1. D 69 303. Dr.-Ing. Franz Dischinger, Berlin-Grunewald, Eisenbetontragwerk, insbesondere für Balkenbrücken. 7. XII. 34.
- Kl. 19 d, Gr. 1. D 72 784. Dr.-Ing. Franz Dischinger, Berlin-Grunewald. Stabbogenbrücke mit darunterliegendem Versteifungsträger und aufgehobenem Gewölbeschub. 22. V. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 17. B 187 862. Erfinder: Hermann Schmelz, München. Anmelder: Brown, Boveri & Cie. Akt.-Ges., Mannheim-Käfertal. Vorrichtung in stehender Bauart für die Weichenumstellung bei Schienenbahnen; Zus. z. Anm. B 184 710. 30. VI. 39.
- Kl. 37 b, Gr. 6. St 56 466. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr. rer. pol. Hugo Stöbel, Berlin-Lichterfelde. Isoliermatte gegen Schall, Wärme und Kälte. 31. VII. 37. Österreich.
- Kl. 42 c, Gr. 42. S 123 161. Dr. Friedrich Trappe, Falkensee bei Berlin, u. Dr.-Ing. Waldemar Zettel, Kiel. Elektrischer Seismograph für Schürffzwecke bzw. Bodenuntersuchungen. 29. VI. 36.
- Kl. 54 f, Gr. 4/01. M 139 921. Jacob Moll, Lucka, Kr. Altenburg, Thür. Verfahren zur Herstellung einer Bauplatte; Zus. z. Anm. M 123 740. 27. VI. 34.
- Kl. 68 e, Gr. 6. C 53 819. Erfinder: Hans Schöne, Hannover. Anmelder: Chemische Fabrik Lehrte G. m. b. H. vorm. Leonhardt & Martini, Lehrte b. Hannover. Füllungen von Türen und Wänden von Geldschranken, Tresoren u. dgl. 21. III. 38. Österreich.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. K 144 802. Wilhelm Korte, Berlin-Dahlem. Verfahren zur Erzeugung eines vorwiegend aus Magnesiumoxyd und Calciumcarbonat bestehenden, praktisch ätzkalkfreien Wasserentsäuerungsmittel. 14. XII. 36.
- Kl. 85 b, Gr. 1/12. R 98 906. Erfinder: Dr. Heinrich Lederer, Lausanne, Schweiz. Anmelder: L. v. Roll Akt.-Ges. für kommunale Anlagen, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. K. Griesing und Dr.-Ing. P. K. Holzhäuser, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Sterilisation und Reinigung von Badewasser für Schwimmbäder. 19. III. 37.
- Kl. 85 d, Gr. 2. E 49 552. Escher Wyß Maschinenfabrik G. m. b. H., Ravensburg, Würt. Einrichtung zur Kraftvernichtung einer aus Rohrleitungen ausströmenden Flüssigkeit. 27. III. 37. Schweiz 8. IV. 36.
- Kl. 85 d, Gr. 9/05. Z 24 474. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Ferdinand Zunker, Breslau. Fett- und Leichtflüssigkeitsabschneider. 23. III. 38.
- Kl. 85 e, Gr. 13. K 150 124. Erfinder, zugleich Anmelder: Felix Klein, Brünn, Protektorat Böhmen u. Mähren; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Deckensinkkasten. 29. III. 38. Ehemalige Tschecho-Slowakische Republik 30. III. 37. Österreich.