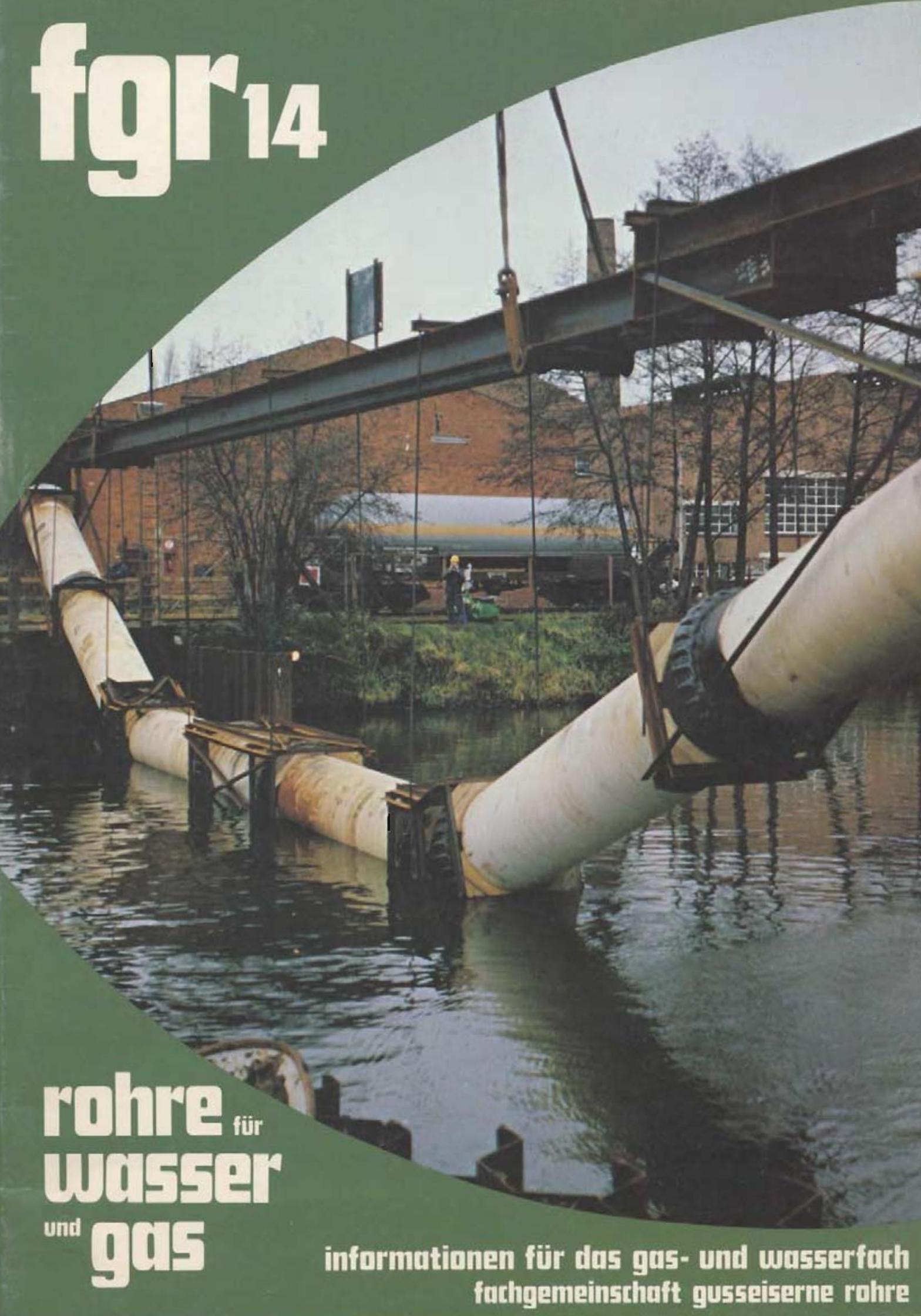


fgr¹⁴

A photograph of a construction site. Large, light-colored pipes are being lowered into a trench. The pipes are suspended by cables and attached to a steel structure. In the background, there is a brick building and some trees. The scene is set outdoors, and the water in the trench is visible.

rohre für
wasser
und **gas**

informationen für das gas- und wasserfach
fachgemeinschaft gusseiserne rohre

Erfahrungen mit der Innendruckprüfung von Wasserleitungen mit Zementmörtelauskleidung gemäß DIN 4279, Teil 3, Ausgabe November 1975

Dipl.-Ing. Heinrich Holtschulte

DIN 4279, Teil 3, unterscheidet für die Druckprüfung von zementmörtelausgekleideten Guß- und Stahlrohren zwei Verfahren: das Normal- und das Sonderverfahren. Nachdem DIN 4279 nunmehr drei Jahre in Kraft ist, unternahm der Verfasser eine Umfrage bei 28 Versorgungsunternehmen, um über die dort gemachten Erfahrungen bei der Druckprüfung Angaben zu erhalten. Es wird über das Vorgehen und die Erfahrungen bei den angeschriebenen Unternehmen und über die eigenen Untersuchungen berichtet; ferner erfolgt eine Diskussion darüber, ob das Sonderverfahren oder das Normalverfahren angewendet werden soll.

Erfahrungen mit einer Notwasserleitung DN 400 im Moorgebiet

Dipl.-Ing. Heinrich Thöne

Im Zuge einer Neubaumaßnahme an der B 71 war es notwendig geworden, zwei alte Wasserleitungen für die Dauer der Bauzeit aufzunehmen und durch eine Notwasserleitung zu ersetzen. Diese wurde unter Umgehung der Straßebaustelle oberirdisch auf Moorboden längskraftschlüssig verlegt. Über die Verlegung, die Aufnahme und die Wiederverwendung dieser Leitung wird berichtet.

Nagolddüker DN 700, DN 200 und DN 300 mit Steilhangleitung DN 700 und DN 250 für die Abwasserbeseitigung in Bad Liebenzell

Dipl.-Ing. Reinhard Chriesten

In Bad Liebenzell war auf der linken Nagoldseite eine Kläranlage errichtet worden. Um auch den Anschluß der kanalisier-ten Gebiete rechts der Nagold an diese Kläranlage zu ermöglichen, wurde 1976/77 der Bau des Hauptsammlers II durchgeführt. Die Nagold mußte mittels eines Dükerbauwerkes unterquert werden. Der Düker selbst, der Ein- und Auslaufschacht und die Steilhangleitung sowie der Bau dieser Anlagen werden beschrieben.

Freispiegelleitung DN 600 für die Entwässerung eines Institutes am Steilhang des Odenwaldes in Heidelberg

Dipl.-Ing. Hans-Peter Läger

Im Zuge der Entsorgung eines Institutes in Heidelberg wurde es notwendig, aus einem Einzugsgebiet von etwa 35 ha Abwasser in einer Menge von 871 l/s zu einem Rückhaltebecken zu bringen. Auf einem kurzen Teilabschnitt der notwendigen Leitung mußte eine Höhendifferenz von 160 m überwunden werden. Der Autor beschreibt die erforderlichen Voruntersuchungen, die Ausführungsplanung für den Bau der Zwischenschächte, des Endschachtes und des Kanalgrabens und geht ausführlich auf die Ausführung der Freispiegelleitung ein.

Praktische Hinweise für den Bau von Druckrohrleitungen aus duktilem Gußeisen

Ing. (grad.) Gerhard Heise

Hier gibt der Verfasser die in den FGR-Informationen Nr. 12 schon begonnenen aus der täglichen Baustellenpraxis gewonnenen Erfahrungen in Form von kurzen Hinweisen weiter. Tips und Anregungen folgen zu den Themen: DIN-Normen und DVGW-Arbeitsblätter für die Rohrverlegung, Rohrwanddicken, Abladen der Rohre, Verlegen der Rohre, Ausbessern des Rohrrinnen- und Rohraußenschutzes und Druckprüfung.

Seite **24**

Die Längsbiegefestigkeit von Rohren aus duktilem Gußeisen

Dr.-Ing. Hansgeorg Hein

Es werden zwei Biegefälle an erdverlegten Rohren diskutiert. In dem einen Fall die Beanspruchung des Rohres beim nachträglichen Untergraben und im zweiten Fall durch auftretende Bodensetzungen. Sowohl die rechnerischen Ergebnisse als auch die Meßergebnisse von Biegeversuchen an duktilen Gußrohren werden aufgezeigt.

Seite **27**

Die grundsätzliche Bedeutung elektrischer Bodenwiderstandsmessungen

Dr. rer. nat. Jochen Weidelt

Neben den Feststellungen zur Topografie des Geländes und der Entnahme von Bodenproben zur chemischen und physikalisch-chemischen Untersuchung im Laboratorium ist die Messung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes entlang einer Rohrtrasse das wichtigste und dazu ein leicht erhältliches Hilfsmittel zur Beurteilung der Aggressivität von Erdböden gegenüber eisernen Rohrwerkstoffen. Es wird über den Mechanismus der elektrischen Leitfähigkeit im Erdboden, über die Messungen des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes und über äußere Einflüsse auf die Meßwerte des Bodenwiderstandes berichtet. Die Aussagekraft sowie der notwendige Umfang derartiger Messungen werden erörtert.

Seite **30**

Duktile Gußrohre sichern die Wasserversorgung der Küstenregion in Kenia

Dipl.-Volkswirt Heinz Zöller

Der Ausbau der Wasserversorgung ist in den Entwicklungsländern eine vordringliche Aufgabe. So wird z. Z. ein Großobjekt der Wasserversorgung in Kenia ausgeführt. In der Regel sind die Entwicklungsländer nicht in der Lage, so große Objekte allein zu finanzieren. Die Weltbank und die Bundesrepublik Deutschland beteiligen sich hier maßgeblich. Der Verfasser gibt einen Überblick über die Baumaßnahmen und geht auch ausführlich auf die Finanzierung und die Ziele, die mit der neuen Wasserversorgung erreicht werden sollen, ein.

Seite **33**

Druckstöße in Wasserversorgungsleitungen

Dipl.-Ing. Gerhard Nagel

Hier handelt es sich um den Abdruck eines Vortrages, den der Verfasser anlässlich des Rohrleitungsseminars an der Fachhochschule Karlsruhe im März 1978 gehalten hat. Das außerordentlich große Interesse, das diesem Thema und diesem Vortrag entgegengebracht wurde, veranlaßte die Schriftleitung, diesen Vortrag einer breiteren Öffentlichkeit jetzt vorzustellen.

Seite **37**

Erfahrungen mit der Innendruckprüfung von Wasserrohrleitungen mit Zementmörtelauskleidung gemäß DIN 4279, Teil 3, Ausgabe November 1975

Von Heinrich Holtschulte

1. Allgemeines

DIN 4279, Teil 3, unterscheidet für die Druckprüfung von zementmörtelausgekleideten Guß- und Stahlrohren zwei Verfahren:

- das **Normalverfahren**, bei dem die Dichtheit der zu prüfenden Rohrleitung nach einem zulässigen Druckabfall innerhalb einer von der Nennweite abhängigen Prüfdauer beurteilt wird;
- das **Sonderverfahren**, bei dem in gleichen Zeitintervallen der Prüfdruck jeweils wiederhergestellt wird und sich die Dichtheit aus der jeweils erforderlichen Nachfüllmenge und dem dazugehörigen Druckabfall ergibt. Bei der graphischen Darstellung dieser Beurteilungskriterien in einem Koordinatensystem muß die Verlängerung der beiden letzten gefundenen Punkte die Abszisse beim Prüfdruck schneiden.

Im fgr-Heft Nr. 11 vom Februar 1976 hat der Verfasser über die Entwicklung und die Anwendung der Druckprüfungsmethode nach dem Sonderverfahren gemäß DIN 4279, Teil 3, Ausgabe November 1975, berichtet [1]. Die Aussagen stützten sich im wesentlichen auf Untersuchungen, die mehrere Jahre bei der Dortmunder Stadtwerke AG durchgeführt worden waren. Es wurde darge-

legt, daß mit dem Sonderverfahren in sehr kurzer Zeit eine objektive und zuverlässige Aussage über die Dichtheit einer neu verlegten Wasserrohrleitung aus duktilem Gußeisen oder Stahl mit Zementmörtelauskleidung möglich ist. Es war auch zum Ausdruck gebracht worden, daß die dargestellten Zusammenhänge durch praktische Anwendung empirisch festgestellt und auf diese Weise nachgewiesen wurden. Mathematische Gesetzmäßigkeiten bzw. eine Bestätigung der empirisch gefundenen Verfahrensweise durch grundlegende theoretische Erörterungen konnten nicht erarbeitet werden.

Über die Anwendung des Normalverfahrens wurden keine Ausführungen gemacht.

Die Erfahrungen in Dortmund mit dem Normalverfahren haben inzwischen gezeigt, daß der in der DIN angegebene zulässige Druckabfall von 0,1 bar beim korrespondierenden Prüfdruck von 15 bar bei insgesamt 77 Druckprüfungen nur einmal erreicht wurde. Dieses Ergebnis ergab sich bei genauer Anwendung der DIN, d.h. sofort nach Füllen der Leitung wurde die vorgeschriebene Vorprüfung von 24 Stunden mit Prüfdruck durchgeführt. Die nach Beendigung der Vorprüfung sofort durchgeführte Hauptprüfung zeigte nach der für die unterschiedlichen Nennweiten vorgeschriebenen Prüfdauer von 3, 6, 18 bzw. 24 Stunden die in *Tabelle 1* dargestellten Werte.

Tabelle 1: Ergebnisse von 77 Druckprüfungen der Dortmunder Stadtwerke AG gemäß DIN 4279, Teil 3, bei Anwendung des Normalverfahrens

Nennweite Prüfdauer nach DIN 4279, Teil 3, Tab. 1 Hauptprüfungen	DN 80 3 h		DN 100 3 h		DN 150 3 h		DN 200 3 h		DN 300 6 h		DN 500 18 h		DN 600 18 h		DN 800 24 h		Summe		
	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	An- zahl	%	
Druckabfall während der Prüfdauer bar																			
≤ 0,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	100,0	1	1,30	
> 0,1 ≤ 0,5	1	5,88	3	12,50	2	20,0	1	7,14	2	25,0	1	50,0	—	—	—	—	10	12,99	
> 0,5 ≤ 1,0	3	17,65	7	29,17	2	20,0	5	35,71	4	50,0	—	—	—	—	—	—	21	27,27	
> 1,0 ≤ 2,0	9	52,94	12	50,00	5	50,0	8	57,15	—	—	—	—	1	100,0	—	—	35	45,45	
> 2,0	4	23,53	2	8,33	1	10,0	—	—	2	25,0	1	50,0	—	—	—	—	10	12,99	
	17	100,00	24	100,00	10	100,0	14	100,00	8	100,0	2	100,0	1	100,0	1	100,0	77	100,00	

Anmerkung: 1.) Der Prüfdruck betrug 15 bar.

2.) Die Vorprüfung erstreckte sich in der Regel über 24 h. In seltenen Fällen stand die Wasserrohrleitung wenige Stunden vorher unter Betriebsdruck.

In Dortmund werden die Wasserrohrleitungen mit einem maximalen Prüfdruck von 15 bar abgedrückt. Somit liegen Erfahrungen mit höheren Prüfdrücken nicht vor. Da unter höherem Druck eine schnellere Sättigung der Zementmörtelauskleidung zu erreichen ist, wurde vermutet, daß bei höherem Prüfdruck — 21 bar für Leitungen mit Nenndruck 16 bar und PN + 5 bar für Leitungen mit Nenndrücken über 16 bar — sich die in der Norm genannten Werte für den zulässigen Druckabfall von 0,15 bzw. 0,2 bar einstellen würden.

DIN 4279 ist nunmehr 3 Jahre in Kraft. Aus diesem Grunde hat der Verfasser eine Umfrage bei 28 mittleren und größeren Versorgungsunternehmen durchgeführt, um Angaben über die dort gemachten Erfahrungen mit der Druckprüfung von zementmörtelausgekleideten Rohren bezüglich Normal- und Sonderverfahren zu erhalten.

2. Vorgehen und Erfahrungen anderer Wasserversorgungsunternehmen

Alle 28 angeschriebenen Wasserversorgungsunternehmen haben geantwortet und zur Druckprüfung von neu verlegten Wasserrohrleitungen Stellung genommen [2].

2 der angefragten Unternehmen verlegen zementmörtel- ausgekleidete Leitungen nicht in nennenswertem Umfang.

15 führen die Druckprüfungen nach dem Normalverfahren durch.

4 Wasserversorgungsunternehmen wenden regelmäßig das Sonderverfahren an.

2 Unternehmen haben die Erprobungsphase mit dem Sonderverfahren abgeschlossen und werden demnächst regelmäßig nach dem Sonderverfahren prüfen.

5 weitere Wasserversorgungsunternehmen sind am Sonderverfahren sehr interessiert und wollen die Einführung dieses Verfahrens prüfen.

Bei denjenigen Werken, die sich des Sonderverfahrens bedienen, fallen zum Teil starke Unterschiede in der Handhabung auf.

Von den 15 Werken, die ausschließlich das Normalverfahren anwenden, lehnen 3 Firmen die Anwendung des Sonderverfahrens mit der Begründung ab, die Durchführung der Druckprüfung sei gegenüber dem Normalverfahren wegen der notwendigen Anwesenheit des Prüftechnikers während des Prüfungsverlaufes an der Bau-

stelle zu zeitaufwendig. Die restlichen 12 Unternehmen teilen lediglich mit, daß die Druckprüfungen nach dem Normalverfahren durchgeführt werden.

Rückfragen bei den Werken, die nach Normalverfahren prüfen, ergaben, daß die zulässigen Druckabfallwerte in der Regel nicht eingehalten werden konnten. Deshalb wurde entweder die Vorprüfung so lange durchgeführt — meistens mehrere Tage —, bis der zulässige Druckabfall während der Hauptprüfung erreicht werden konnte oder die Leitung wurde trotz höheren Druckabfalles als nach Norm zulässig aufgrund der Erfahrung mit Druckprüfungen als dicht bezeichnet.

Die Umfrageergebnisse werden im nachfolgenden diskutiert.

3. Innendruckprüfung nach Normalverfahren gemäß DIN 4279, Teil 3

3.1 Durchführung der Druckprüfungen

Beim Normalverfahren ist im Gegensatz zum Sonderverfahren unbedingt eine Vorprüfung durchzuführen. Diese soll mindestens 24 Stunden dauern. Die eigentliche Hauptprüfung hat dann, je nach Nennweite, über einen Zeitraum von 3 bis 24 Stunden zu erfolgen. Der Druckabfall darf nach dieser Zeit bei Rohrleitungen mit PN 10 nicht größer sein als 0,1, 0,15 bar bei ausgelegten Rohrleitungen für PN 16 und 0,2 bar bei ausgelegten Rohrleitungen > PN 16. Werden diese Werte erreicht, so ist die Rohrleitung als dicht anzusehen, d.h. die Prüfbedingungen der Norm sind erfüllt.

Beim Normalverfahren benötigt man für die gesamte Prüfung je nach Nennweite einen Zeitraum von mindestens 27 bis 48 Stunden.

3.2 Erfahrungen mit dem Normalverfahren

Tabelle 2 zeigt insgesamt 8 nach dem Normalverfahren an unterschiedlichen Nennweiten durchgeführte Druckprüfungen der Berliner Wasserwerke. Es ist zu erkennen, daß in jedem Fall der zulässige Druckabfall von 0,1 bar überschritten wurde und das geschah, obschon die Leitung vor Beginn der eigentlichen Druckprobe zwischen 48 und 108 Stunden unter Betriebsdruck gestanden hatte und somit der Zementmörtelauskleidung weit über die in der Norm geforderte Zeit von 24 Stunden Gelegenheit zur Sättigung gegeben worden war. Allerdings lag der Betriebsdruck mit 4 bar relativ niedrig.

Tabelle 2: Ergebnisse von 8 Druckprüfungen der Berliner Wasserwerke gemäß DIN 4279, Teil 3, bei Anwendung des Normalverfahrens

DN	Länge m	Werkstoff	p _{bet} bar	Betriebsdruck		Vorprüfung h	Druckabfall nach Vorprüfungszeit bar	Hauptprüf- dauer h	Druckabfall bar	Zul. Druckab- fall bar
				bar	h					
100	59	GGG	15	4	48	24,40	4,6	3,20	0,4	0,1
150	51,5	GGG	15	4	48	23,30	3,1	2,45	0,5	0,1
400	312	GGG	15	4	72	23,50	1,9	6,05	0,5	0,1
400	140	GGG	15	4	60	23,50	1,7	6,25	0,4	0,1
800	155	St	15	4	96	23,20	1,4	23,30	0,3	0,1
800	125	St	15	4	48	24,00	2,7	25,30	1,4	0,1
800	170	St	15	—	—	24,00	1,2	21,30	0,3	0,1
1400	150	St	12	15	108	—	—	23,45	0,4	0,1

In den Protokollen zur Druckprüfung finden sich Bemerkungen, die bezüglich der 312 m langen duktilen Gußrohrleitung DN 400 wie folgt lauten:

„Es wurden weder Lageveränderungen, Wasseraustritt, noch sonstige Mängel festgestellt. Trotz des niedrigen Druckabfalles von 1,9 bar bei der Vorprüfung ist der entsprechende Wert der Hauptprüfung (0,5 bar) nach DIN 4279 zu hoch, obwohl die Rohrleitung 3 Tage mit 4,0 bar gefüllt war.“

Im Druckprüfungsprotokoll für die 125 m lange Stahlrohrleitung DN 800 ist vermerkt:

„Die Rohrleitung war während der Vor- und Hauptprüfung starken Erschütterungen seitens des fließenden Verkehrs ausgesetzt; sie stand zwei Tage unter Betriebsdruck (4,0 bar). Diese kurze Zeit ist anscheinend nicht ausreichend, um den nach DIN 4279 zulässigen Wert des Druckabfalles (0,1 bar) einzuhalten. Es wurden weder Lageveränderungen, Wasseraustritt, noch sonstige Mängel festgestellt.“

Für die 150 m lange Stahlrohrleitung DN 1400 ist im Protokoll angegeben:

„Bei dieser Druckprüfung wurde auf eine Vorprüfung verzichtet, da die Rohrleitung ca. 4,5 Tage mit 15 bar belastet war, wodurch man auf eine genügende Sättigung der Zementmörtelauskleidung schließen konnte. Wegen vorhandener Lufthähne an der Rohrleitung wurde die Hauptprüfung nur mit $p = 12$ bar durchgeführt. Die Rohrleitung war Verkehrerschütterungen ausgesetzt, die sich jedoch nicht am Druckschreiber bemerkbar machten. Der Wert nach DIN 4279 für den Druckabfall (0,1 bar) wurde nicht eingehalten, obwohl die Sättigung nach 4,5 Tagen unter 15 bar hätte genügen müssen.“

Tabelle 3 zeigt die Ergebnisse von 63 Druckprüfungen nach dem Normalverfahren, die bei der Gelsenwasser AG von Anfang April 1978 bis Ende August 1978 ausgeführt worden sind und die zur Abnahme der Leitung geführt haben.

Herr Direktor Dipl.-Ing. Möhlen schreibt dazu:

„Das Ergebnis bestätigt die bei der Dortmunder Stadtwerke AG gemachten Feststellungen. Nur bei 24% der durch-

geführten Hauptdruckprüfungen wird der nach DIN 4279, Teil 3, Tabelle 2, zulässige maximale Druckabfall von 0,15 bar nicht überschritten. Bei 76% der Druckprüfungen wird der nach DIN 4279 zulässige maximale Druckabfall überschritten, obwohl betrieblich relevante Undichtheiten an diesen Leitungen nicht festzustellen waren. Die in Tabelle 2 der DIN 4279, Teil 3, vorgegebenen Werte für den maximal zulässigen Druckabfall sind insbesondere für Rohrleitungen mit geringem Leitungsvolumen (kurze Länge und/oder geringe Nennweite) und mit einer relativ großen Anzahl abzweigender Armaturen (Tropfundichtigkeit im Abschluß) zu niedrig festgelegt.“

Die Ergebnisse bestätigen nach Meinung des Verfassers die eingangs erwähnte Vermutung, daß bei höheren Prüfdrücken normalerweise eine schnellere Sättigung der Zementmörtelauskleidung erreicht wird.

4. Innendruckprüfung nach dem Sonderverfahren gemäß DIN 4279, Teil 3

4.1 Durchführung der Druckprüfung

Beim Sonderverfahren ist eine Vorprüfung nicht erforderlich. Die Dauer der Hauptprüfung beträgt durch Anwendung des Sonderverfahrens bei Nennweiten unter DN 400 minimal eine Stunde, bei Nennweiten über DN 400 minimal zwei Stunden gegenüber mindestens 27 Stunden bei der Prüfung nach dem Normalverfahren. Die Durchführung der Prüfung unterscheidet sich sehr wesentlich von der beim Normalverfahren.

Die einwandfreie Messung der Drücke und der den Drücken zugeordneten zugegebenen Wassermengen ist besonders wichtig.

Der Ablauf geschieht wie folgt:

Nach Füllen und Entlüften der Rohrleitung wird zunächst der vorhandene Druck in der Rohrleitung festgestellt. Dann wird durch Wasserzugabe der Druck in der Leitung auf Prüfdruck eingestellt und die dafür erforderliche Wassermenge exakt gemessen. Bei Rohrleitungen unter DN 400 wird frühestens nach 30 Minuten, bei Rohrleitungen $> DN 400$ frühestens nach 60 Minuten der — inzwischen abgefallene — Druck in der Leitung abgelesen und der Prüfdruck durch Wasserzugabe erneut eingestellt.

Tabelle 3: Ergebnisse von 63 Druckprüfungen der Gelsenwasser AG gemäß DIN 4279, Teil 3, bei Anwendung des Normalverfahrens

Nennweite Prüfdauer nach DIN 4279, Teil 3, Tab. 1 Hauptprüfungen	DN 200 3 h		DN 250 bis DN 400 6 h		DN 500 bis DN 700 18 h		> DN 700 24 h		Summe	
	Anzahl	%	Anzahl	%	Anzahl	%	Anzahl	%	Anzahl	%
Druckabfall während der Prüfdauer (bar)										
$\leq 0,15$	11	24,4	—	—	2	18,2	2	100,0	15	24,0
$> 0,15 \leq 0,5$	18	40,0	3	60,0	7	63,6	—	—	28	45,0
$> 0,5 \leq 1,0$	12	26,7	2	40,0	2	18,2	—	—	16	25,0
$> 1,0 \leq 2,0$	4	8,9	—	—	—	—	—	—	4	6,0
Summe	45	100,0	5	100,0	11	100,0	2	100,0	63	100,0

Anmerkung: 1.) Der Prüfdruck bei allen Hauptprüfungen betrug 21 bar.

2.) Die Standzeit des Wassers in der Rohrleitung betrug bei Beginn aller Hauptdruckprüfungen mindestens 24 h.

Die dafür zugepumpte Wassermenge wird festgestellt. Nach weiteren 30 bzw. 60 Minuten — in Abhängigkeit von der Nennweite — wird der Druck wieder gemessen und die Leitung erneut auf Prüfdruck aufgedrückt. Die dabei benötigte Wassermenge ist festzuhalten. Alle Meßwerte werden auf der Baustelle in ein Diagramm eingetragen.

Mit Hilfe des sog. Sonderverfahrens kann in fast allen Fällen schon in 1 bzw. 2 Stunden je nach Nennweite die Dichtheit der Rohrleitung festgestellt werden. Ist eine Rohrleitung undicht, so läuft nach einer bestimmten Zeit, die größer als 1 bis 2 Stunden sein kann, die Verlängerung der Verbindungslinie der zwei zuletzt ermittelten Meßpunkte nach oben in das Koordinatensystem hinein oder die Kurve fällt, trifft die Abszisse aber nicht im Prüfdruck.

In Bild 1 ist eine Undichtheit einer 1030 m langen duktilen Gußrohrleitung DN 300 aufgezeigt, bei der die Kurve in das Koordinatensystem hineinläuft. Zunächst schien die Tendenz des Kurvenverlaufes Dichtheit anzuzeigen. Dann mußte die Druckprüfung jedoch abgebrochen werden. Druckabfall (3,0 bar) und Nachfüllmenge (27,8 l) waren größer als 30 Minuten vorher (2,5 bar und 23,5 l). Der Fehler wurde an einer zugfesten Schraubmuffe eines Formstückes gefunden.

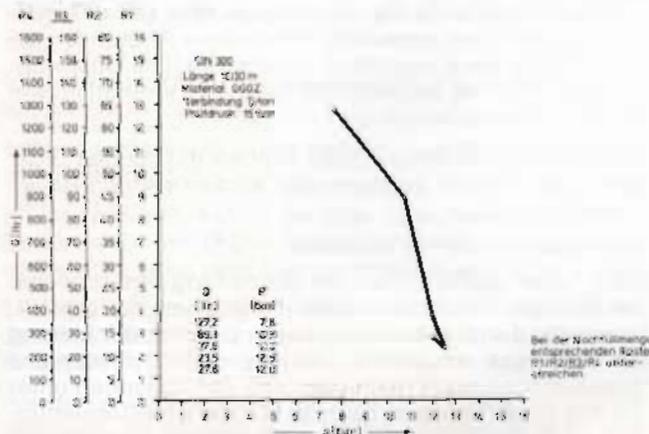


Bild 1: Feststellung einer Undichtheit beim Sonderverfahren

Bei einer undichten Leitung setzt sich die Nachfüllmenge aus dem Anteil für die Wasseraufnahme durch den Zementmörtel und aus dem Anteil der Leckrate zusammen. Im vorliegenden Fall waren zu Beginn der Druckprüfung die nachzufüllenden Mengen größer als die Leckage. Im Verlauf der Druckprüfung ist die Leckrate dann größer als die letzte Nachfüllmenge.

Hieraus kann bei Beurteilung einer Rohrleitung auf Dichtheit auch geschlossen werden, daß ein theoretisch vorhandenes Leck immer kleiner ist als die pro Zeiteinheit zuletzt nachgefüllte Menge, die die Dichtheit angezeigt hat.

4.2 Erfahrungen mit dem Sonderverfahren

Bei der Darstellung der Entwicklung des Sonderverfahrens hat der Verfasser im fgr-Heft Nr. 11 [1] folgende Schlußbemerkungen gemacht:

„Aufgrund der vielen, über mehrere Jahre durchgeführten und hier näher erläuterten Untersuchungen konnte für die Druckprüfung von zementmörtel ausgekleideten Leitungen ein Verfahren entwickelt werden, nach dessen

Anwendung in sehr kurzer Zeit eine objektive und zuverlässige Aussage über die Dichtheit einer neu verlegten Wasserrohrleitung aus duktilem Gußeisen oder Stahl mit Zementmörtelauskleidung möglich ist.

Für jedes neue Verfahren müssen Anlaufschwierigkeiten überwunden werden. Vielen Fachleuten erscheint das Verfahren für das Personal der Verlegefirmen und der Wasserversorgungsunternehmen schwer verständlich und die Anfertigung bzw. Benutzung des Diagramms auf der Baustelle zu aufwendig zu sein. Vielleicht ist man auch der Meinung, die exakte Erfassung der nachzufüllenden Wassermengen sei in der Praxis zu umständlich.

Allen Einwendungen muß aufgrund der Dortmunder Erfahrungen widersprochen werden. Wer einige Male das Sonderverfahren angewendet und sich damit vertraut gemacht hat, wird wohl häufiger oder stets Druckprüfungen an zementmörtel ausgekleideten Wasserrohrleitungen nach diesem vorteilhaften Verfahren durchführen.“

Die damals getroffene Aussage wird durch die Umfrageergebnisse voll bestätigt. Die Werke, die nach dem Sonderverfahren arbeiten, sind sehr zufrieden und vertreten ebenfalls den Standpunkt, daß sie auf diese Weise eine objektive Aussage über die Dichtheit einer Leitung erhalten. Sie wenden das Verfahren „mit bestem Erfolg“ an.

Tabelle 4 zeigt die Ergebnisse von 50 Druckprüfungen nach dem Sonderverfahren, von der Gelsenwasser AG, Betriebsverwaltung Lüdinghausen, als Versuchsreihe durchgeführt. Die Nachfüllmengen und die zugehörigen Drücke, die zur Abnahme der Rohrleitungen geführt haben, sind protokolliert. Bei 49 Druckprüfungen reichten je drei Meßwerte für Druck und zugegebene Wassermenge aus, um die Abszisse im Prüfdruck zu schneiden. Nur bei einer Druckprüfung (Ifd. Nr. 22) waren vier Messungen erforderlich.

Auf die in Tabelle 4 angewandte Formel wird später eingegangen.

Bei zwei Werken, die das Sonderverfahren anwenden, ist festzustellen, daß die Druckprüfung auch dann fortgesetzt wird, obwohl die Forderung — die Verlängerung der Geraden durch die letzten beiden gefundenen Punkte muß der Schnittpunkt mit der Abszisse bei Prüfdruck sein — bereits erfüllt war. Die Erfahrungen zeigen aber, daß die Fortsetzung der Prüfung nicht notwendig ist. Im übrigen sagt DIN 4279, Teil 3, ausdrücklich unter 4.2. daß die Prüfbedingungen als erfüllt gelten, „wenn die Verlängerung der Verbindungslinie der letzten beiden gefundenen Punkte die Abszisse beim Prüfdruck schneidet“.

Wie die in Tabelle 4 dargestellten Ergebnisse der Gelsenwasser AG zeigen, stellt sich dieser Sachverhalt bereits nach sehr kurzer Zeit, in der Regel nach einer Stunde, ein. Eine gewisse Unsicherheit im Umgang mit dem Sonderverfahren führte bei den zwei Werken anscheinend dazu, die Druckprüfung „sicherheitshalber“ noch weiter fortzuführen. Dies erweist sich zum einen als unnötiger Zeitaufwand. Zum anderen läuft man bei dieser Verfahrensweise sogar Gefahr, in schwer zu messende Größenordnungen zu gelangen, die dann das Bild verfälschen können. In erster Linie ist aber bei diesem unnötigen Prüfaufwand der eigentliche Vorteil des Sonderverfahrens, nämlich mit geringstmöglichem Zeitaufwand eine Aussage über die Dichtheit machen zu können, vertan.

Von einigen Werken wird die Ansicht geäußert, das Sonderverfahren fände seine Anwendungsgrenze bei Was-

serrohrleitungen, deren Zementmörtelauskleidung durch irgendwelche Umstände Gelegenheit gehabt habe, sich vor der Druckprobe teilweise oder auch weitgehend mit Wasser zu sättigen.

Der Sättigungsgrad einer Zementmörtelauskleidung mit Wasser zum Zeitpunkt des Beginns einer Druckprüfung wird von einer Reihe Faktoren abhängig sein, die nur teilweise beeinflussbar sind. Zu beachten sind hier: Art

Tabelle 4: Ergebnisse von 50 Druckprüfungen der Gelsenwasser AG nach dem Sonderverfahren gemäß DIN 4279, Teil 3

Lfd. Nr. der Druckprobe	geprüfte Leitung		Prüfdruck bar	Meßwerte						$p_{\text{prüf}} = p_{n-1} + Q_{n-1} \frac{p_n - p_{n-1}}{Q_{n-1} - Q_n}$ bar
	m	DN		1. Messung		2. Messung		3. Messung		
			p bar	Q l	p bar	Q l	p bar	Q l		
1	62	100	15	4	11,5	14,1	0,4	14,6	0,1	14,77
2	330	150	15	10	16,5	14,1	3,0			15,01
3	300	100	15	10	4,0	13,7	1,0	14,7	0,2	14,95
4	175	150	21	15	14	20	2	20,5	1	21
5	273	100	15	5	14,7	12	1,3	14	0,4	14,89
6	218	150	15	10	19	14,8	1,0	15	-	15
7	221	100/80/50	15	10	2	12,8	0,5	14	0,22	14,94
8	280	150	15	8	12	14,8	0,4	14,9	0,2	15,0
9	110	100	15	6	15	11,8	0,6	12,8	0,4	14,8
10	264	100	21	4,5	16,5	14,2	7,5	18,3	3,0	21,03
11	85	150	15	8	16,0	13,7	1,0	14,6	0,3	14,99
12	70	100	15	4	12	11,8	0,8	13,5	0,4	15,2
13	84	100	15	5	3,5	14,8	0,3	14,9	0,05	14,92
14	270	150	21	8,5	54,2	19	2,6	20,6	0,5	20,98
15	60	100	21	10	1	15,5	0,4	17,5	0,25	20,83
16	118	100	15	5	10	14	0,5	14,6	0,2	15
17	91	150/100	15	10	1,8	14	0,25	14,8	0,05	15
18	216	100/50	15	10	3	12,7	1	13,7	0,5	14,7
19	180	150/100	21	13	4,5	18,1	1,3	20,2	0,4	21,13
20	213	100	15	7,8	17,1	14,2	1,0	14,4	0,7	14,87
21	138	150/100	15	7	10,0	14	0,6	14,5	0,3	15
22	760	150/100	21	12	29	18	4,7	18,9	3,2	19,4 (2,4 *) 20,9
23	150	600	21	6	67,6	20,8	0,5	20,9	0,2	20,97
24	116	600	21	6	35,0	20,7	0,45	20,9	0,15	20,99
25	127	150	15	10	12	14,9	0,5	15	-	15
26	170	150	15	10	5,5	14,2	0,9	14,8	0,2	14,97
27	196	100	15	5	32	14,4	0,75	14,8	0,02	14,81
28	120	150	15	6	9	14,7	0,6	14,9	0,4	15,3
29	175	100	21	8	3,9	18,4	1,1	20	0,4	20,91
30	240	100	21	9,5	7,5	18,7	1	19,7	0,6	21,19
31	305	100	15	6	13	13,5	1,3	14,1	0,8	15,06
32	172	150	15	10	5,5	12,3	2,5	13,9	1,0	14,97
33	168	100	15	10	4,7	14,2	0,5	14,8	0,2	15,2
34	280	150	15	10	17	14,6	0,4	14,8	0,2	15
35	138	100	15	10	1	13,1	0,5	14,3	0,2	15,1
36	205	100	21	9	10	19	1	20	0,5	21
37	245	100	21	10	14	19,5	1	20,5	0,3	20,93
38	135	100	15	8	6,9	14,0	0,6	14,5	0,3	15
39	120	100	15	10	4,5	14	0,7	14,6	0,3	15,05
40	400	100	21	4	25	19,7	0,5	20,8	0,2	21,5
41	115	100	15	7	16	14,3	0,5	14,8	0,2	15,13
42	120	100	21	5,5	5,5	17	1,5	19	0,8	21,28
43	96	100	15	7	2	14,2	0,4	14,8	0,2	15,4
44	130	100	15	8,5	7,5	13,5	0,8	14,1	0,5	15,1
45	120	100	15	9,0	9,4	12,8	1,3	14,5	0,3	15,01
46	170	100/150	15	10	2,5	12,8	1,0	13,8	0,5	14,8
47	260	100	15	1,9	39	13,2	1,1	13,9	0,7	15,12
48	850	300	21	8	127	20,4	4	20,9	1	21,06
49	1040	150	21	9,1	327,4	20,8	15	20,85	12	21,05
50	92	100	21	8	6,4	14,9	0,8	17,9	0,4	20,9

*) 4. Messung durchgeführt

und Dauer der Lagerung der Rohre vor dem Einbau unter den jeweils vorherrschenden Witterungsbedingungen, die Schichtdicke der Zementmörtelauskleidung, die Frage, ob eine Vorprüfung stattgefunden hat oder nicht. Ferner wäre hier die Fülldauer zu nennen, die ihrerseits abhängig ist vom Gesamthalt der Leitung.

Es ist natürlich richtig, daß die zu messenden Druckwerte und Nachfüllmengen, die zur Beurteilung der Dichtheit einer Leitung notwendig sind, vom vorliegenden Sättigungsgrad der Zementmörtelauskleidung beeinflusst werden. Ist die Vorsättigung groß, werden Nachfüllmengen und Druckabfälle kleiner sein als bei Leitungen mit trockener Auskleidung.

Da jedoch immer die Verhältnisse der gefundenen Wertepaare zueinander betrachtet werden, ist die Anwendung des Sonderverfahrens keinesfalls auf Leitungen mit trockener Zementmörtelauskleidung beschränkt.

Bei Leitungen kleiner Durchmesser und kurzer Längen und bei einer nachhaltigen Vorsättigung werden die Meßergebnisse — namentlich in bezug auf die Nachfüllmengen — jedoch so klein, daß mit den üblicherweise verwandten Meßvorrichtungen nur noch ungenaue Ableesungen möglich sind.

4.2 Rechnerische Ermittlungen des Schnittpunktes der Geraden mit der Abszissenachse

Herr Dr. Thon, Geschäftsführer des Zweckverbandes Fernwasserversorgung Rheintal, hat die Aufzeichnung der Kurve im Diagramm für Druck und Nachfüllmenge rechnerisch nach der Formel

$$p_{\text{prüf}} = p_{n-1} + Q_{n-1} \cdot \frac{p_n - p_{n-1}}{Q_n - Q_{n-1}}$$

kontrolliert. Herr Dr. Thon schreibt dem Verfasser [3]:

„Mir kam der Gedanke, statt des graphischen Auftragens der gemessenen Werte für Druck und Wassermenge, für die wir trotz ihrer Umständlichkeit auf der Baustelle großformatige Millimeterpapierbogen verwendet haben, den Schnittpunkt der durch die beiden letzten Wertepaare bestimmten Geraden mit der Abszissenachse rechnerisch nach dem Strahlensatz zu ermitteln.“

Es muß hier noch einmal in Erinnerung gerufen werden, daß die Forderung der DIN 4279, Teil 3, der die vorgenannte Formel zugrunde liegt, das Ergebnis langjähriger Erfahrung ist. Sie geht davon aus, daß die Verbindungen der Punkte im Druck/Mengendiagramm geradlinig verläuft. Diese Annahme erlangt dadurch eine gewisse Relevanz, daß gefordert ist, die Verbindung der beiden letzten gefundenen Punkte müsse die Abszisse beim Prüfdruck schneiden. Bisher ist unbekannt, ob die Annahme der Geradlinigkeit berechtigt ist. Denkbar wäre z.B. auch eine progressiv oder degressiv verlaufende Kurve. Es wird dies erwähnt, um klarzumachen, daß in dem Maße, wie die wirklichen Verhältnisse unter Umständen von der angenommenen Geradlinigkeit abweichen, die hiermit im Zusammenhang stehenden Betrachtungen mit einem, für die Praxis allerdings unerheblichen, Fehler behaftet sind.

Die in Dortmund bisher nach dem Sonderverfahren durchgeführten Druckprüfungen wurden nach der genannten Formel ausgewertet. Ebenso die von einigen Werken zur Verfügung gestellten Aufzeichnungen. Dabei ergeben sich ähnliche Ergebnisse, wie sie in Tabelle 4 angegeben sind. Der rechnerisch ermittelte Schnittpunkt

der durch die letzten beiden Wertepaare bestimmten Geraden mit der Abszisse zeigt in seinem Ergebnis nur geringfügige Abweichungen vom Prüfdruck. Die geringfügigen Abweichungen sind mit Sicherheit auf die vorgegebene Meß- und Ablesegenauigkeit zurückzuführen.

5. Diskussion über die Anwendung des Sonderverfahrens oder des Normalverfahrens

Die Vorteile des Sonderverfahrens wurden bereits im fgr-Heft Nr. 11, Ausgabe Februar 1976, eingehend erörtert und sollen hier nicht wiederholt werden [1].

Die bisher gemachten Ausführungen, mit denen die seit Inkrafttreten der DIN gemachten Erfahrungen dargelegt wurden, zeigen, daß das Sonderverfahren für die Beurteilung einer Druckprüfung nicht nur geeignet ist, sondern dem Normalverfahren überlegen ist.

In der Praxis sollte man die Bestimmung der Dichtheit einer Leitung nicht allein vom rechnerisch ermittelten p_x -Wert abhängig machen. Dieser Wert schwankt in der Regel in kleinsten Grenzen um den Prüfdruck. Er kann in Einzelfällen bei einer undichten Leitung weiter vom Prüfdruck entfernt sein als bei einer dichten Leitung. Die rechnerische Ermittlung des p_x -Wertes sollte nur zur Kontrolle erfolgen. Die Eintragung der Meßwerte im Diagramm $Q = f(p)$ muß in jedem Fall erfolgen. Das Schema eines hierfür erforderlichen Koordinatensystems ist in der DIN 4279, Teil 3, enthalten; es ist jedoch als Prinzipskizze gedacht und eignet sich daher nicht für die Benutzung an der Baustelle. Aus diesem Grunde sollte ein Koordinatensystem benutzt werden, das auf einfache Weise, jedoch mit größtmöglicher Genauigkeit eine Beurteilung des Druckprüfungsverlaufes zuläßt. Es hat sich gezeigt, daß es sinnvoll ist — nach Möglichkeit auf Millimeterpapier —, ein System vorzugeben, das die Wahl eines für die jeweils zu prüfende Leitung geeigneten Maßstabes für die Nachfüllmengen gestattet. Bekanntlich können diese je nach dem Volumen der Rohrleitung zwischen wenigen zehntel Litern und mehreren hundert Litern betragen. Stehen mehrere Maßstäbe zur Verfügung, gibt die Größe der ersten Nachfüllmenge einen Hinweis auf die Benutzung derjenigen Skala, die die größtmögliche Spreizung des sich ergebenden Kurvenverlaufes aufweist. Dadurch entstehen zwar unterschiedliche Winkel der sich ergebenden Geraden, die Aussagefähigkeit der Aufzeichnung wird jedoch in keiner Weise beeinflusst.

Bezüglich des Zeitaufwandes ist festzustellen, daß beim Sonderverfahren die Bereitstellung des Abnahmepersonals einmal erforderlich wird, beim Normalverfahren dreimal. Die Tabelle 5, die für Dortmunder Verhältnisse gilt, zeigt darüber hinaus den gesamten Zeitaufwand des Personals für eine Druckprüfung.

Die Zeitersparnis für einen Prüftechniker beträgt somit 3 Stunden 10 Min. je Druckprüfung.

Der gelegentliche Einwand, die Prüfzeit für das Normalverfahren könne gleichzeitig mit für die Desinfektion herangezogen werden und mache dadurch den Zeitvorteil des Sonderverfahrens zunichte, trifft nach unseren Erfahrungen in aller Regel nicht zu. Das Sonderverfahren kann sehr wohl ebenfalls während der Desinfektion abgewickelt werden.

Natürlich gibt es Fälle, bei denen die Durchführung der Druckprüfung nach dem Normalverfahren bzw. auf-

grund des unter 3.2 dargestellten Sachverhaltes — zur Sättigung der Zementmörtelauskleidung wird die Leitung wesentlich länger als 24 Stunden, die nach der Norm für die Vorprüfung vorgesehen sind, unter Betriebsdruck gehalten — in Anlehnung an das Normalverfahren wirtschaftlicher ist. Allgemein ist zu sagen, daß für die Auswahl des Abnahmeverfahrens verschiedene Faktoren zu beachten sind:

- Wie dringlich muß die Leitung in Betrieb genommen werden?
- Wieviel Meßgeräte sind im Einsatz, d.h., wieviel Druckproben fallen gleichzeitig an?
- Wie lange können die Meßgeräte an einer Baustelle gebunden bleiben bei evtl. beschränktem Meßgerätevolumen?
- Wie wird das eigene Rohrnetzverlegepersonal oder das des Unternehmers während der Abnahmezeit

Tabelle 5: Zeitaufwand für Dichtheitsprüfungen an Wasserrohrleitungen bei der Dorfmunder Stadtwerke AG

Normalverfahren nach DIN 4279, Teil 1 und 3		Mittelwerte
1. Anfahrt (Vorprüfung)		45 Min.
Installation der Meßgeräte		30 „
Hochdrücken auf Prüfdruck		30 „
Teilweiser Abbau der Meßgeräte		15 „
Rückfahrt		45 „
Vorprüfdauer 24 Stunden		
2. Anfahrt (Einleitung der Hauptprüfung)		45 Min.
Installation der Meßgeräte		20 „
Hochdrücken auf Prüfdruck		20 „
Teilweiser Abbau der Meßgeräte		15 „
Rückfahrt		45 „
Hauptprüfdauer 3–24 Stunden		
3. Anfahrt (Abnahme-Erfassung der Werte)		45 Min.
Kompletter Abbau der Meßgeräte		30 „
Rückfahrt		45 „
		430 Min.

Einsatz des Prüftechnikern somit 7 Stunden 10 Minuten bei einer Mindestgesamtdauer der Druckprüfung von 27–48 Stunden.

Sonderverfahren nach DIN 4279, Teil 1 und 3		Mittelwerte
1. Anfahrt		45 Min.
Installation der Meßgeräte		30 „
Hochdrücken auf Prüfdruck		30 „
Prüfzeit		60 „
Abbau der Geräte		30 „
Rückfahrt		45 „
		240 Min.

Einsatz des Prüftechnikern somit 4 Stunden. Dabei ist mit einer mittleren Prüfdauer von einer Stunde die Prüfzeit im Gegensatz zum Normalverfahren miteingerechnet worden.

beschäftigt? (Zeit für Abnahme nach Normalverfahren 27 - 48 Stunden, für Sonderverfahren Minimum 1 - 2 Stunden je nach Nennweite).

- Wie wirkt sich Wetterbeeinflussung, z.B. Frost auf Geräte und Durchführung der Druckprüfung aus?

Weiterhin spielen die Örtlichkeit der Baustelle und die Verkehrsverhältnisse an der Baustelle eine wesentliche Rolle.

Wegen des bei Anwendung des Normalverfahrens nicht eindeutig aussagekräftigen Beurteilungskriteriums sollte das während der gesamten Prüfzeit aufgezeichnete Druck/Zeitdiagramm als weiteres Kriterium für die Beurteilung der Dichtheit dienen.

Aus umfangreichen Laborversuchen mit der Wassersättigung von Zementmörtelauskleidungen in Rohren und aus durchgeführten Druckprüfungen in der Praxis ist der charakteristische Verlauf der Druckkurve für neu verlegte oder nachträglich mit Zementmörtel ausgekleidete Leitungen bekannt. Wie Bild 2 zeigt, läßt bei einem Prüfdruck von 15 bar eine Druckzeitkurve auf Dichtheit der Rohrleitung schließen, wenn sie nach anfänglichem raschem und ziemlich steilem Druckabfall bis etwa 12 bis 13,5 bar in eine nur noch leicht fallende Gerade übergeht.

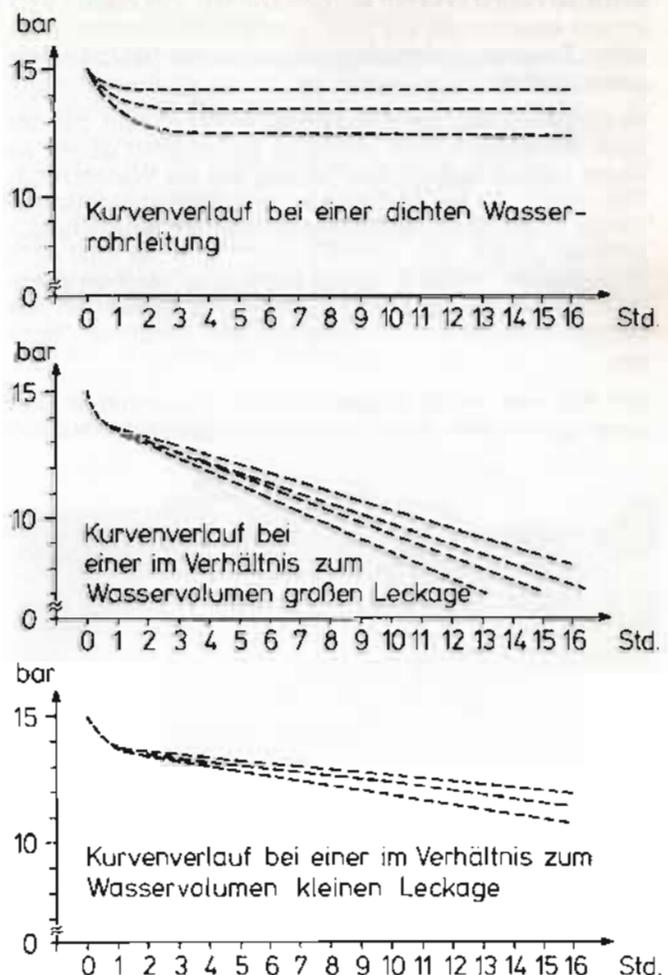


Bild 2: Charakteristischer Verlauf von Druckkurven bei Dichtheitsprüfungen

Der Verlauf einer Kurve, die zusätzlich durch eine Undichtheit beeinflusst ist, zeigt ebenfalls den anfänglich raschen Druckabfall. Je nach Größe der Undichtheit im Verhältnis zum Leitungsinhalt fällt die sich dann zeigende Gerade in mehr oder weniger steilem Winkel nach unten weiter.

6. Schlußbemerkungen

Aufgrund der geschilderten Erfahrungen wird zu prüfen sein, ob — evtl. nach zusätzlichen Kontrolluntersuchungen durch weitere Werke — die für das Normalverfahren in der zur Zeit gültigen DIN 4279 als Beurteilungskriterien angegebenen Druckabfallwerte geändert werden müssen. Dabei wird zu berücksichtigen sein, daß höhere zulässige Druckabfälle auch die theoretisch vorhandenen Leckraten vergrößern.

Weiterhin wäre zu überlegen, ob durch eine andere Benennung der beiden Druckprüfungsverfahren eine realistischere Aussage gegeben wird. Die Benennung „Normal“- und „Sonderverfahren“ beinhaltet eine gewisse Wertung, die nach Meinung des Verfassers zur Zeit im umgekehrten Verhältnis zur Wirklichkeit steht.

Darüber hinaus sollte durch Versuche geklärt werden, in welcher Größenordnung Lecks unter Berücksichtigung der verschiedenen Einflußfaktoren mit dem jeweiligen Verfahren noch erkannt werden können. Bei diesen Versuchen könnten die zur Zeit noch fehlenden mathematischen Zusammenhänge beim Sonderverfahren mit untersucht werden.

Im übrigen sollte man sich darüber im klaren sein, daß der beim Normalverfahren zulässige Druckabfall genau so wenig rechnerisch ermittelt wurde wie die Wasserzugabemengen, die bei Stahlbeton- und Spannbetondruckrohren sowie bei Asbestzementrohren als Beurteilungskriterien dienen. Die in Teil 5 und Teil 6 der DIN 4279 angegebenen Werte für diese Werkstoffe beruhen ebenfalls auf langjähriges Beobachten und Auswerten der Druckprüfungen an Leitungen aus den genannten Rohren.

Zur Klärung dieser Fragen sind in Dortmund in den vergangenen zwei Jahren eine Anzahl von Feldversuchen

bei Druckprüfungen an fabrikmäßig und nachträglich mit Zementmörtel ausgekleideten Wasserrohrleitungen durchgeführt worden. Gewisse Erkenntnisse konnten hier bereits gewonnen werden. Wegen des hohen materiellen, personellen und zeitlichen Aufwandes wurden die Versuche nicht fortgesetzt. Insbesondere deswegen nicht, weil für die Praxis die bisherigen Kenntnisse ausreichen. Ob es sinnvoll erscheint, Versuche mit der angegebenen Zielsetzung im Rahmen eines Forschungsprogrammes unter Hinzuziehung von Laborversuchen abzuklären, darüber sollte an zuständiger Stelle einmal diskutiert werden.

Abschließend möchte der Verfasser allen 28 angeschriebenen Wasserversorgungsunternehmen für ihre Unterstützung danken. Ohne diese Unterstützung wäre die vorliegende Ausarbeitung nicht möglich gewesen.

In gleicher Weise gilt der Dank den Mitarbeitern des Verfassers, dem Ing. (grad.) Wolfgang Brünic und Betr.-Ing. Stefan Sasse. Zusammen mit ihren Mitarbeitern haben beide großen Anteil an dem in dieser Arbeit geschilderten Stand der Durchführung von Druckprüfungen an zementmörtel ausgekleideten Guß- und Stahlrohren.

Literatur

- [1] Holtschulte, H.
Sonderverfahren für die Druckprüfung zementmörtel ausgekleideter Rohre gemäß DIN 4279, Teil 3, Ausgabe November 1975, erläutert am Beispiel duktiler Gußrohre
fgr-Informationen für das Gas- und Wasserfach, Heft Nr. 11, Februar 1976
- [2] Schriftwechsel mit verschiedenen Wasserversorgungsunternehmen
- [3] Schriftwechsel mit Dr. Thon, Zweckverband Fernwasserversorgung Rheintal

Erfahrungen mit einer Notwasserleitung DN 400 im Moorgebiet

Von Heinrich Thöne

1. Einführung

Die Stadtwerke Bremerhaven mußten im Zuge einer Straßenneubaumaßnahme (B 71) zwei liegende alte Wasserleitungen (DN 350 und DN 400) für die Dauer der Bauzeit (Mitte Juli bis Ende November 1977) aufnehmen und durch eine Notleitung ersetzen.

Die B 71 von Bremerhaven nach Bremervörde führt zwischen dem Stadtrand Bremerhaven und dem Ort Bexhövede zwischen 2 Geestrücken (Sandrücken) auf 850 m durch Moor mit sehr geringer Bodentragfähigkeit. Das Moor hat hier stellenweise eine Tiefe von 6 m. Im Straßenbankett lagen jeweils rechts und links neben der Straße eine Leitung DN 350 (Graugußrohre mit Stemmuffen), Verlegejahr 1930, und eine Leitung DN 400 (Graugußrohre mit Schraubmuffen), Verlegejahr 1950. Diese Leitungen transportierten das Wasser mit einem Druck von 6 bis 7 bar vom Wasserwerk Bexhövede zur Stadt Bremerhaven, wobei das Werk Bexhövede mit 8 500 m³/Tag etwa 1/4 des Wasserbedarfs der Stadt Bremerhaven deckt und vornehmlich an Industriegebiete liefert.



Bild 1

Wegen des zunehmenden Straßenverkehrs durch Lastkraftwagen waren durch Absenkungen des Bodens laufend Reparaturmaßnahmen an der Straße erforderlich. Die Absenkungen waren so stark, daß die alten Leitungen, wie sich später zeigte, Abwinkelungen in der Muffe von 8 bis 10° aufwiesen (Bild 1). Die Graugußleitungen haben diese ungewöhnlichen Abwinkelungen ohne Bruch überstanden, nicht zuletzt wegen ihrer gelenkigen Muffenverbindungen.

Die ständigen Reparaturen an der Straße machten eine durchgreifende Maßnahme erforderlich. Der Moorboden sollte bis auf tragfähigen Grund abgetragen und durch Sand aufgefüllt werden. Dazu mußten die eingangs erwähnten Leitungen aufgenommen und später durch zwei neue ersetzt werden.

Die Aufgabenstellung lautete daher, die durch die Straßenneubaumaßnahme unterbrochene Wasserversorgung von Bremerhaven während der Bauzeit durch eine Notleitung aufrecht zu erhalten, bis eine der geplanten neuen Leitungen im Straßenbankett betriebsbereit war. Anschließend sollte dann die Notleitung als 2. Leitung wieder im Straßenbankett verlegt werden.

Aus Gründen der Kosteneinsparung war es zweckmäßig, die erforderliche Notleitung später als endgültige Leitung zu verwenden. Das Einerdnen und spätere Aufgraben der Notleitung hätte wegen der geringen Tragfähigkeit des Moorbodens Schwierigkeiten bereitet und wäre für die Zeit der Baumaßnahme auch ein nicht zu vertretender Kostenaufwand gewesen. So wurde — vor allem wegen der bereits erwähnten schwierigen Bodenverhältnisse — als Lösung für die Notleitung eine oberirdisch zu verlegende Leitung DN 400 aus zementmörtel ausgekleideten duktilen Gußrohren mit zugfesten TYTON-Verbindungen System „SV“ gewählt (Bild 2).

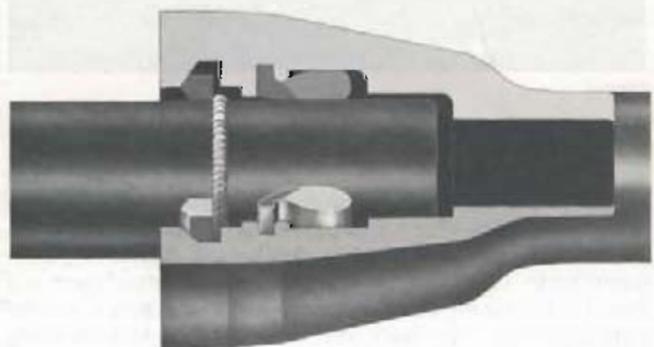


Bild 2

2. Bau und Betrieb der Notleitung

Die Verlegung der Notleitung DN 400 erfolgte unter zeitweiliger Baustellenhilfe des Rohrherstellers im Juni 1977 durch eine renommierte Verlegefirma entsprechend der Verlegeanleitung.

Anschließend wurde die Druckprüfung durchgeführt und sodann die Leitung in Betrieb genommen.

fgr 14

Während des Betriebes der Leitung und der Durchführung der Straßenbaumaßnahmen war die Leitung erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt. Obwohl das Auskoffern des Moorbodens nur schrittweise und unter sofortigem Nachfüllen mit Sand erfolgte, rutschte der Moorboden nach, und es zeigten sich ca. 20 cm breite Bodenspalten neben der verlegten Leitung (Bild 3), so daß die Leitung seitlich und höhenmäßig ausknickte (Bild 4).



Bild 3

An einer Stelle — im Bereich der größten Moortiefe von 6 m — rutschte die Leitung auf einer Länge von ca. 30 m bis zu 1,50 m seitlich ab. Die Abwinkelung in den Muffen betrug dabei ca. 4° , so daß die Schubsicherungsringe am Muffenspalt sichtbar wurden. Das abgerutschte und ausgewinkelte Leitungsstück wurde ohne Unterbrechung des Leitungsbetriebes vorsichtig mittels Kran wieder geradegerückt. (Anmerkung: Diese starke Abwinkelung soll bei neuerlegten Leitungen nicht in Anspruch genommen werden.)

An Stellen mit besonders geringer Tragfähigkeit des Bodens wurde die Leitung auf Bongossi-Matten gelegt, während sie sonst frei auf dem Moorboden lag. Es zeigte sich jedoch, daß die Bongossi-Matten eine zu geringe Stabilität für ein solches Leitungsgewicht besaßen, sich durchbogen und der Rohrleitung anpaßten. Das Unterlegen von 30 cm breiten, ca. 1,5 m langen Bohlen mit einer Dicke von 3 cm im Abstand von jeweils 3 m hat sich für diesen Fall besser bewährt (Bild 5).



Bild 4



Bild 5

Die Strecke war trotz erheblicher, bei der Baumaßnahme auftretender Bodenbewegungen und damit verbundener Abknicken der Leitung ohne Anstände in Betrieb. Der Bauherr war mit der Lösung und Ausführung zufrieden, da erhebliche Kosteneinsparungen erzielt worden sind, und würde solche Problemlösungen für ähnlich gelagerte Fälle wieder anwenden.

3. Demontage der Notleitung

Nach Abschluß der Baumaßnahme wurde die längskraftschlüssig verbundene Leitung DN 400 aufgenommen. Hierzu wurde die Verbindung des aufzunehmenden Rohres durch Einschieben des Spitzendes bis zum Muffengrund entspannt, mittels Stahlkeilen, die in den Muffenspalt getrieben wurden, der geschlitzte Haltering aufgeweitet und das Rohr mit einem Bagger aus der Muffe gezogen. So konnten 4 bis 6 Verbindungen pro Stunde demontiert werden.

Lediglich an den Stellen, die vom Bagger nicht befahren werden konnten, mußten Schellen in entsprechender Entfernung auf den Spitzenden angebracht werden. Das Auseinanderdrücken erfolgte dann durch Einsetzen von 2 Lukaspressen zwischen Schelle und Muffenvorderkante. Hierbei war der Zeitaufwand entsprechend größer.

4. Wiederverwendung als erdverlegte Leitung

Nach erfolgter Demontage der Rohrverbindungen wurde die aufgenommene Leitung, jeweils ohne Haltering in der Muffenkammer, d.h. nicht längskraftschlüssig im Straßenbankett verlegt und eingebunden. Ein Abschleifen der Schweißraupe war dabei nicht erforderlich, da die Schweißraupe infolge ihrer Abmessung nicht den Muffeneingang zur eigentlichen TYTON-Muffe passieren und so evtl. den Gummidichtring beschädigen kann. Bekanntlich ist die Schubsicherungskammer vor der eigentlichen TYTON-Kammer angebracht (*Bild 2*).

Die Nachkalkulation des Bauherrn ergab, daß die so durchgeführte Maßnahme wegen des geringen Aufwandes beim Verlegen und Aufnehmen als Notleitung und wegen der Wiederverwendung der aufgenommenen Leitung im bestehenden Netz die kostengünstigste Lösung war.

5. Zusammenfassung

Es wird über die Verlegung, Aufnahme und Wiederverwendung einer Notwasserleitung aus duktilen Gußrohren berichtet. Die Leitung DN 400, PN 10, 850 m lang, wurde als Zwischenlösung, unter Umgehung der Straßenbaustelle, oberirdisch auf Moorboden längskraftschlüssig verlegt und anschließend als erdverlegte Leitung nicht längskraftschlüssig wieder verwendet.

Nagolddüker DN 700, DN 200 und DN 300 mit Steilhangleitung DN 700 und DN 250 für die Abwasserbeseitigung in Bad Liebenzell

Von Reinhard Chriesten

1. Vorbemerkung

Die Stadt Bad Liebenzell, Kreis Calw, liegt im nordöstlichen Schwarzwald im Nagoldtal, ca. 7 km flußabwärts von Calw. Das Tal der Nagold ist hier verhältnismäßig eng, erhält jedoch im Stadtgebiet eine Erweiterung durch das Tal des Lengenbaches. Der Stadtkern entwickelte sich im Tal des Lengenbaches und dehnte sich im Laufe der Zeit nach beiden Seiten in das Nagoldtal aus.

Verkehrsmäßig erschlossen wird der bekannte und viel besuchte Kurort Bad Liebenzell einerseits durch die eingleisige Hauptbahn Eutingen — Pforzheim und andererseits durch die Bundesstraße 296 von Calw nach Pforzheim.

In den Jahren 1959 bis 1962 wurden der Hauptsammler I sowie der mechanische und biologische Teil der Kläranlage auf der linken Nagoldseite erstellt. Im Jahre 1976/77 erfolgte — wegen der inzwischen abgeschlossenen Gemeindereform — die dringend erforderliche Erweiterung der Kläranlage. Um endlich auch den Anschluß der kanalisierten Gebiete rechts der Nagold an die Kläranlage zu ermöglichen, wurde der Bau des Hauptsammlers II im Jahre 1976/77 durchgeführt.

2. Dükerbauwerk

Die Kanalverbindung an den auf der Westseite liegenden und im Ausbauprogramm 1976/77 durch Parallelleitung

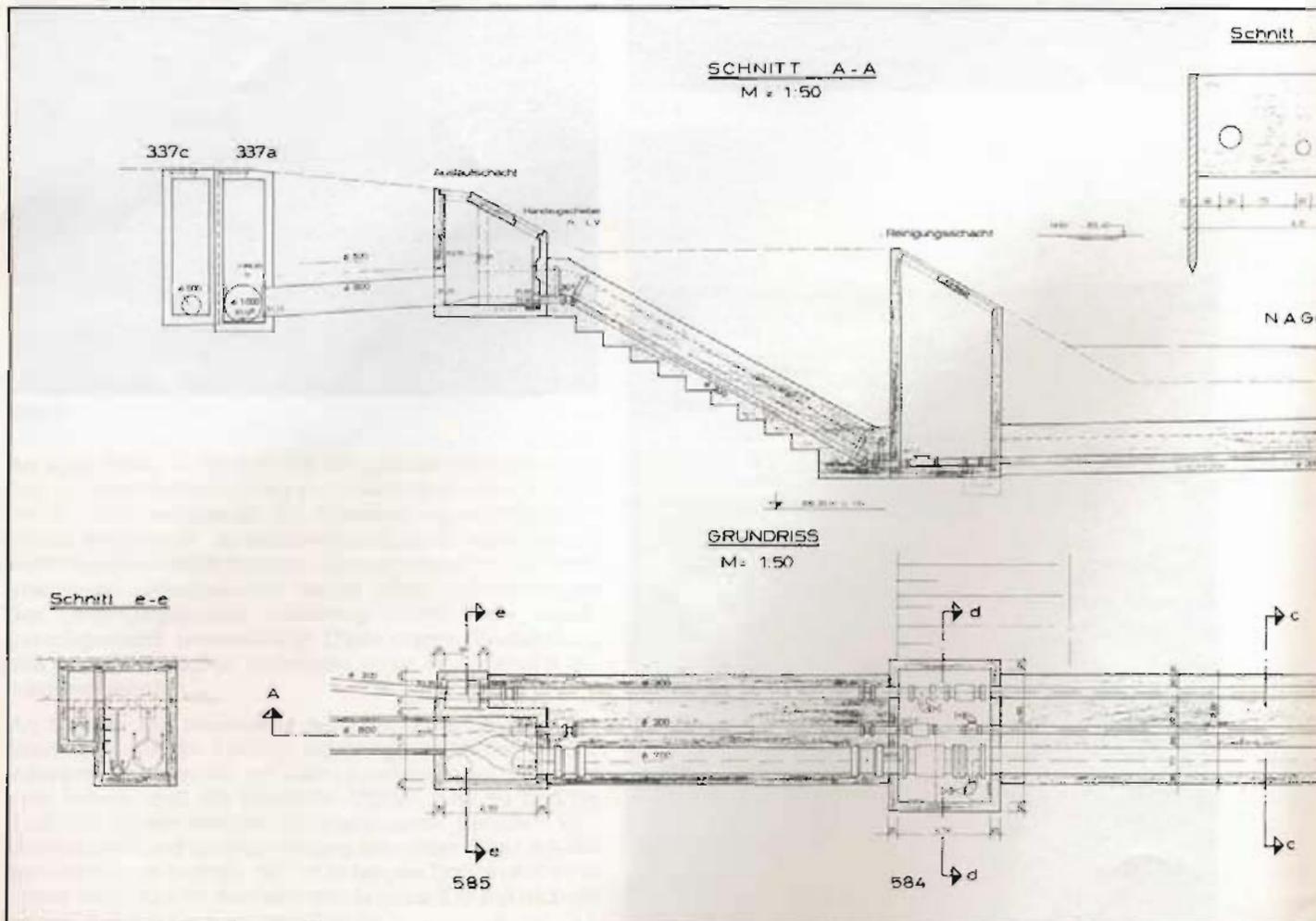


Bild 1

zu verstärkenden Zuleitungssammler zur Kläranlage konnte nur durch Kreuzung der Nagold in Ost-West-Richtung erfolgen. Die Tiefenlage der Kanäle ließ jedoch eine Rohrbrücke wegen Einengung des bei Hochwasser erforderlichen Abflußquerschnittes der Nagold nicht zu. Als einzig durchführbare Kreuzung ergab sich damit der Bau eines Dükers, d.h. die Unterquerung der Nagold

2.1 Rohrmaterial

Für das Dükerbauwerk (Bild 1) wurden 3 Rohrstränge vorgesehen:

- DN 200 für das Mischwasser (Trockenwetterabfluß)
- DN 700 ebenfalls für Mischwasser (bei Regenwetter)
- DN 300 für das Schmutzwasser (siehe 3.2)

Als Rohrmaterial wurden duktile Gußrohre mit Zementmörtelauskleidung und schubgesicherten TYTON-Verbindungen gewählt.

2.2 Einlauf- und Auslaufschaft

Im Einlaufbauwerk des Dükerbauwerkes befindet sich eine Sohlschwelle. Sie gewährleistet die Füllung der Leitung DN 200 bei Trockenwetterabfluß und erst bei erhöhtem Zufluß die Einspeisung in den Rohrstrang DN 700. Im Einlaufschaft sind in den Zuläufen zu den beiden Leitungen Handzugschieber eingebaut, um durch Aufstau einen Spülstoß erzeugen zu können.

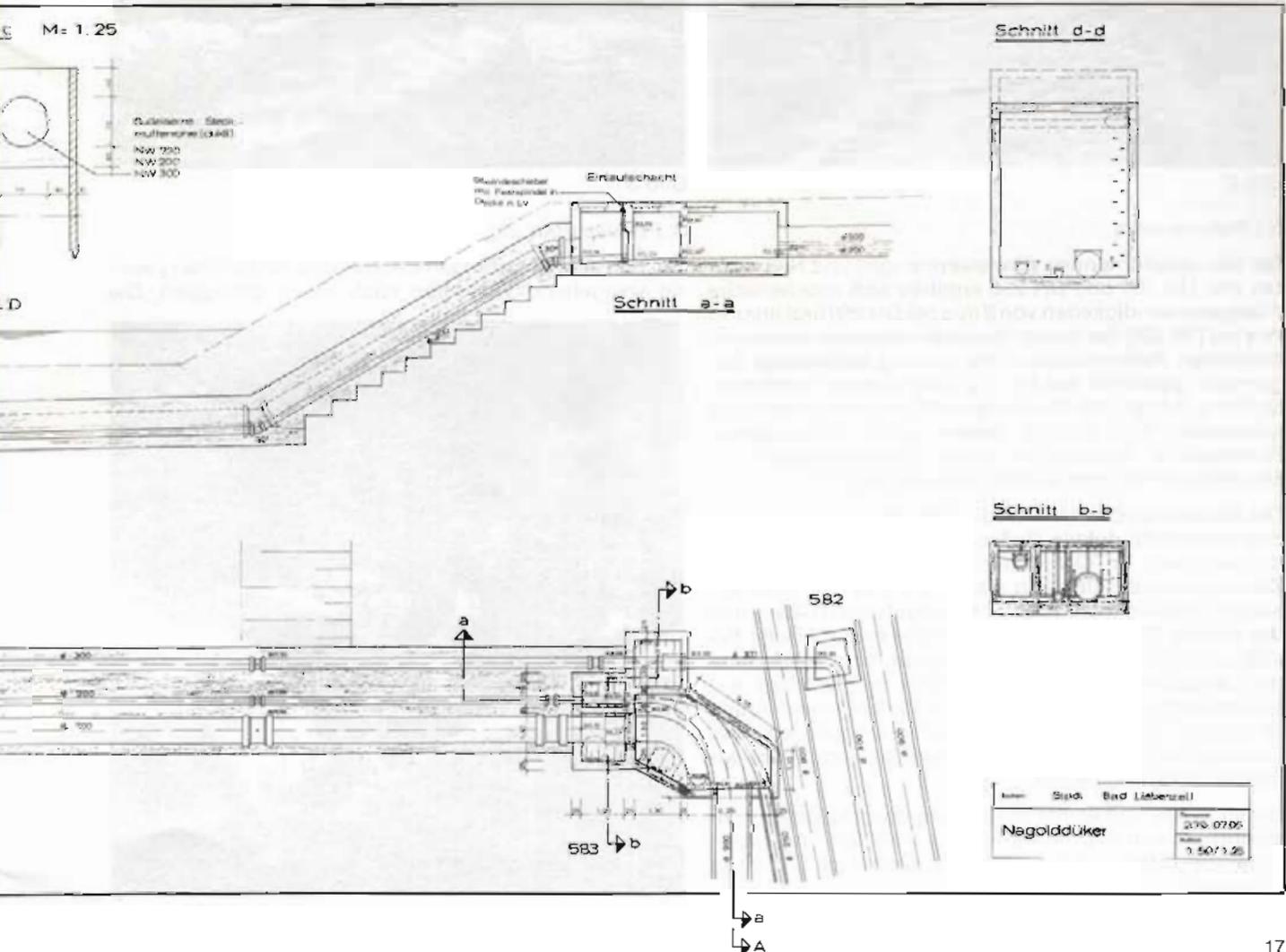
Vor den Fußkrümmern der aufsteigenden Rohrstäbe auf der Westseite der Nagoldböschung sind in einem Reinigungsschaft in den Leitungen Reinigungsöffnungen angebracht, um bei eventuell auftretenden Verstopfungen jederzeit an die Leitungen heranzukommen. Zusätzlich ist in jeder Leitung an ihrem Tiefpunkt ein Schieber eingebaut, um ein Leerlaufen der Dükerleitungen im Reinigungsfall zu ermöglichen. Mittels Kellerentwässerungspumpe oder einem anderen Aggregat kann das sich im eingebauten Sumpf ansammelnde Wasser entfernt werden.

Im Auslaufschaft ist ebenfalls — wie im Einlaufschaft — eine kleine Sohlschwelle eingebaut, um bei Zusammenführung der Wassermengen aus beiden Leitungen die möglichen Ablagerungen weitgehendst zu vermeiden.

Das gesamte Dükerbauwerk ist von den Schächten ab einbetoniert. Die Betonoberkante liegt ca. 1 m unter der Flußsohle, um mögliche Auskolkungen zu verhindern.

2.3 Bauausführung

Während der Bauarbeiten wurde das Flußbett der Nagold jeweils halbseitig gespundet, um bis zur Fertigstellung der jeweiligen Dükerhälfte den Flußquerschnitt halbseitig offen zu halten. Die Bauarbeiten fanden bei Niedrigwasserstand statt.



3. Steilhangleitung

Für die Ableitung der Abwassermengen von Monakam und Hähren gab es keine andere wirtschaftliche Alternative als die Einleitung in die bereits erwähnte erweiterte Kläranlage auf der linken Nagoldseite. Damit wurde es erforderlich, die bestehenden Hänge (Höhenunterschied von mehr als 200 m) zu überwinden. Im steilsten Bereich des Hanges beträgt das Längsgefälle für die Leitung ca. 52%, was einer Geländeneigung von etwa 1:1,9 entspricht (Bild 2).



Bild 2

3.1 Rohrmaterial

Bei den abzuführenden Abwassermengen und Nennweiten von DN 700 und DN 250 ergaben sich rechnerische Fließgeschwindigkeiten von 9 m/s bei DN 250 und über 15 m/s bei DN 700. Bei diesen Geschwindigkeiten mußte der möglichen Abriebfestigkeit der Leitung besonderes Augenmerk gewidmet werden. Da zusätzlich der anstehende Hang (Länge des Steilhanges 650 m) weitgehend aus kompaktem Fels besteht, bildete das zu verwendende Rohrmaterial hinsichtlich seiner Standfestigkeit und Bruchsicherheit eine weitere Schwierigkeit.

Der Bauherr entschloß sich, auch bei dieser schwierigen Baumaßnahme duktile Gußrohre mit Zementmörtelauskleidung und TYTON-Muffen zu verwenden, zumal die Zementmörtelauskleidung nach Auskunft des Rohrherstellers vergleichbar mit einer Betongüte von B 45 ist, und das duktile Gußrohr selbst über hohe mechanische Festigkeiten (z.B. Scheiteldruckfestigkeit mind. 550 N/mm² und Längsbiegefestigkeit mind. 400 N/mm²) verfügt. Auf schubgesicherte Rohre wurde für die Steilhangleitung verzichtet, da ca. alle 25 m Stahlbetonquerriegel als Grabensicherung eingebaut wurden, die somit auch als Rohrverankerung dienten.

In den Schächten wurde die Leitung geschlossen durchgeführt. Zu eventuellen Reinigungszwecken sind in den Schächten MMA- und X-Stücke aus duktilem Gußeisen eingebaut.

Nach Durchpressung der Bahnlinie wird die Energie in einem Tosschacht mit anschließender Beruhigungsstrecke vor Zulauf zum Dükerbauwerk vernichtet.

3.2 Einlauf- und Auslaufbauwerk

Für die Ableitung der Abwassermengen vom Gewinn Hähren mußte an dem bereits erwähnten Dükerbauwerk eine eigene zusätzliche Leitung DN 300 seitlich mit getrenntem Einlauf- und Auslaufbauwerk verlegt werden (Bild 1).



Bild 3

3.3 Bauausführung

Bei den sehr schwierigen Erdarbeiten am Steilhang wurde weitgehend von oben nach unten gebaggert. Die



Bild 4

Rohre wurden jeweils von den einzelnen Waldquerwegen (*Bild 3*) zur Einbaustelle gebracht und von unten nach oben verlegt. Nach Verlegung beider Rohrstangen (DN 700 und DN 250) wurde der Rohrgraben sofort mit dem Bagger verfüllt, um für ihn Bewegungsfreiheit zu haben (*Bild 4*). Der verfüllte Graben diente als Fahrtrasse.

Bei dem letzten, sehr steilen Stück zwischen 2 Querwegen — ca. 90 m lang — wurde von oben nach unten ebenfalls ohne Baggersicherung gearbeitet, da auch hier der Bagger immer wieder nach rechts und links ausweichen mußte, um den in der Rohrtrasse anstehenden Fels (DIN 18 300, 2.2, Klasse 7) schießen zu können. In diesem Teil wurden die duktilen Gußrohre über Umlenkvorrichtung mittels Baggerbewegung von oben nach unten über eine Rutsche abgelassen. Nach Rohrverlegung und Gra-

benverfüllung rückte der Bagger wieder 6 m vor und das nächste Rohr wurde abgelassen und verlegt. Diese Verlegung erfolgte selbstverständlich hangaufwärts.

4. Zusammenfassung

Nachdem mit dem zementmörtel ausgekleideten duktilen Gußrohr, sowohl mit als auch ohne Schubsicherung, an anderen Stellen bereits gute Erfahrungen gesammelt worden waren, entschloß man sich auch bei den Baumaßnahmen „Nagolddüker“ und „Steilhangleitung“ dieses Rohrmaterial einzusetzen, zumal durch die erwähnte Schubsicherung sowie die einfache und schnelle Verlegung der Rohre mit TYTON-Muffe dem modernen Rohrleitungsbau hierfür ein sicheres Konstruktionselement zur Verfügung steht.

Freispiegelleitung DN 600 für die Entwässerung eines Institutes am Steilhang des Odenwaldes in Heidelberg

Von Hans-Peter Läger

1. Einleitung

Unter mehreren europäischen Bewerbern wurde die Stadt Heidelberg als Standort für das Europäische Laboratorium für Molekularbiologie (European Molecular Biology Laboratory — EMBL) gewählt. Ein Grund für diese Wahl ist darin zu sehen, daß das neue Gelände in direkter Nachbarschaft zum Max-Planck-Institut für Kernphysik liegt und diese beiden Wissenschaften eine Beziehung zueinander besitzen.

Allerdings entstanden mit dieser Standortwahl sowohl für die Verkehrserschließung und die Versorgung als auch besonders für die Entsorgung die größten Schwierigkeiten, da aus dem Einzugsgebiet von etwa 35 ha Abwasser in einer Menge von 871 l/s zu einem 3980 m entfernten Rückhaltebecken gebracht werden muß. Die Höhendifferenz von 160 m mußte hierbei im wesentlichen in einem kurzen Teilabschnitt überwunden werden. Die Länge dieser „Steilstrecke“ beträgt 275 m und die dazugehörige Höhendifferenz 120 m.

2. Voruntersuchungen

Auf die Untersuchungen, welche zu der gebauten Trasse führten, soll hier nicht näher eingegangen werden. Von viel größerer Bedeutung im gewählten Trassenverlauf waren die Kenntnisse über das bodenmechanische Verhalten des Hanges sowie über das hydraulische Verhalten des Abwassers in der steilen und in der nachfolgenden flachen Kanalhaltung.

3. Bodenmechanisches Gutachten

Zwei Bohrungen mit drei Schürfruben ergaben die Aussage, daß im oberen Bereich der Steilstrecke mit verwittertem Sandstein und im unteren Bereich mit Löß zu rechnen ist. Beide Materialien sind nicht geeignet, Längskräfte bzw. Bewegungen so kontinuierlich an den Untergrund zu übertragen, daß keine Kräfte innerhalb der Leitung entstehen. Das Grundbauinstitut Dr.-Ing. H. Sommer in Darmstadt schlug deshalb vor, etwa 5 m tiefe Sporne in einem Abstand von etwa 30 m zu betonieren und die Leitung daran zu fixieren.

4. Hydraulisches Gutachten

Für die Erstellung eines hydraulischen Gutachtens wurde das Ingenieurbüro R. Sonnenburg in Hungen beauftragt. Für die weitere Planung waren aus dem Gutachten folgende Punkte wichtig:

- Bei dem Kanal mit einer mittleren Neigung von 1:2,3 und einem maximalen Gefälle von 1:1,75 treten Fließgeschwindigkeiten von 15,9 m/s auf.

- Diese Fließgeschwindigkeiten werden bereits nach 10 lfdm erreicht.

5. Ausführungsplanung

5.1 Rohrmaterial

Da das Einzugsgebiet zum größten Teil bewaldet ist und die Haltungen vor der Steilstrecke einen Rohrdurchmesser von 700 mm aufweisen, wurde wegen der Verstopfungsgefahr ein Durchmesser von 600 mm gewählt. Weiterhin zeigte sich, daß der Kanal abriebfest sein sollte, Längskräfte übertragen und im Falle einer Verstopfung einem Innendruck von etwa 50 m WS (5 bar) standhalten muß.

Die Wahl fiel auf duktile Gußrohre mit Zementmörtelauskleidung und schubgesicherten TYTON-Muffen.

5.2 Zwischenschächte und Endschacht

Um an den Zwischenschächten, welche notwendig sind, um den Kanal zu kontrollieren, Drainagewasser einzuleiten und als Überlauf bei einer eventuellen Verstopfung zu dienen, keine hydraulische Störung im Rinnenverlauf zu bekommen, wurde das betreffende duktile Gußrohr nach dem Verlegen im Scheitel aufgesägt (*Bild 1*). Um die

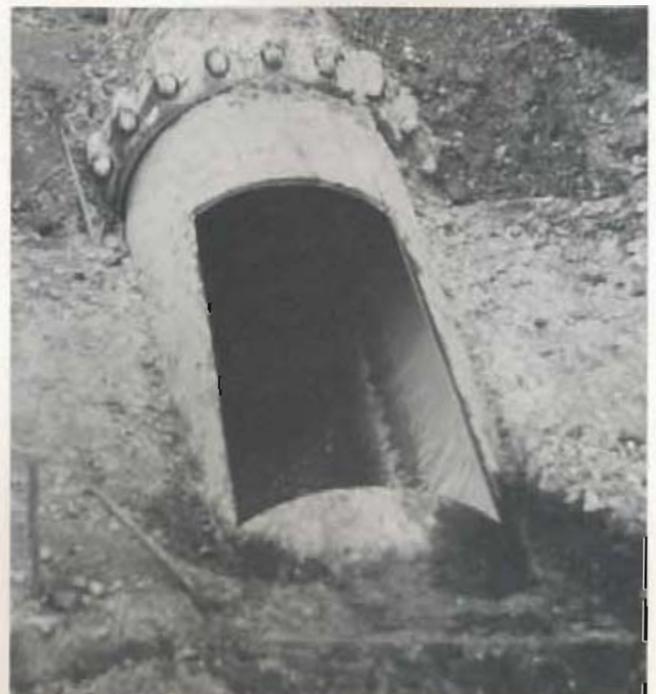


Bild 1

hinaus, wie bereits unter 5.2 erwähnt, bei jedem Zwischenschacht ein Querriegel aus Beton eingebaut.

5.4 Kontroll- und Unterhaltungsweg

Es war nicht nur eine Begehungsmöglichkeit für die Kontrolle des Kanals notwendig, sondern es mußte auch ein alter Pfad zum Wald wiederhergestellt werden. Aus diesem Grunde wurde auf dem mit Kies verfüllten Graben eine 1,50 m breite und 0,20 m dicke Stahlbetonplatte vorgesehen. Auf dieser Platte konnten dann Fertigbetonstufen versetzt werden. Die Podeste wurden so angeordnet, daß sich die Gesamttreppe dem Gelände anpaßte.



Bild 3

6. Ausführung

Für die Ausführung wurde von der Stadt Heidelberg neben dem 2 m breiten Geländestreifen für den Kanal noch ein 5 m breiter Streifen für den Baustellenbetrieb zur Verfügung gestellt.

Aufgrund einer Ausschreibung erhielt die Firma Adam Wiest in Schwetzingen den Auftrag. Zu den in Auftrag gegebenen Leistungen gehörte auch die Lieferung und Verarbeitung der duktilen Gußrohre DN 600 mit schubgesicherten TYTON-Steckmuffen-Verbindungen TYS.

Die eigentlichen Leistungen waren nicht besonders schwierig. Schwierig wurden sie erst durch die Steilheit des Geländes und durch den entsprechend schwierigen Transport der Materialien.



Bild 4

Die Baufirma setzte hierfür einen Kabelkran ein, welcher sonst in Österreich Transporte im Hochgebirge durchführt (Bild 3). Die auf dem Tragseil rollende Laufkatze ist so konstruiert, daß sie durch kurze Laufbewegungen in jeweils entgegengesetzter Richtung mit Hilfe von Bremsbacken auf dem Tragseil arretiert wird. Der Lasthaken löst sich dann und kann senkrecht abgelassen werden (Bild 4). Da die Steuerung alleine von der Seilwinde aus über das Zugseil erfolgt, bedurfte es noch einer Gegensprechanlage.



Bild 5

Mit dieser Seilbahn wurden der Aushub, die Rohre, der Auffüllkies, der Beton, die Kleinteile und sogar die einzelnen Fertigbetonstufen an die Einbaustelle transportiert. Es war sogar möglich, mit diesem Kabelkran die im Kanalgraben arbeitende Rüttelplatte den Steilhang hinaufzuziehen.

Der Antrieb der Winde erfolgte durch einen VW-Motor mit einem normalen Schaltgetriebe. Um den Verschleiß der Bremsbacken zu reduzieren, lief bei der Talfahrt ein schnell rotierender Windflügel mit, welcher die Fahrt abbremste.

Der Aushub wurde von der Seilbahn nach oben abtransportiert. Da das Gelände so steil ist, daß kein übliches Löse- und Ladegerät eingesetzt werden konnte, benutzte die Firma Wiest einen Spezialbagger für steile Hänge: den aus der Schweiz stammenden MENZI MUCK (Bild 5). Dieses sehr leichte Gerät mit einem Tieflöffel steht auf vier einzeln steuerbaren Füßen. Zwei der Füße sind mit nicht angetriebenen Rädern bestückt, während die beiden anderen Arme mit je einer Stahlplatte ausgerüstet sind, deren Sporne sich bei der Belastung in den Untergrund eingraben und so dem Gerät den notwendigen Halt geben.

Durch die einzeln beweglichen Beine stellte sich das Oberteil immer vertikal, löste den Boden bis zur Bodenklasse 6 und förderte ihn in den Kübel, welcher an der Seilbahn hing.

Um den Eindruck von diesem Bauvorhaben abzurunden, sei erwähnt, daß die Steilstrecke in 11 Monaten fertiggestellt wurde und rund 1,2 Millionen DM kostete. Bei dem bisher einjährigen Betrieb der Freispiegelleitung zeigten sich keine Fehler.

7. Zusammenfassung

Für die Entsorgung eines Institutes war eine 3980 m lange Freispiegelleitung notwendig. Auf einem Teilstück von 275 m Länge mußten 120 m Höhe überwunden werden. Da die Bodenverhältnisse sehr schlecht sind und da bei Abwassermengen in Höhe von 871 l/s Fließgeschwindigkeiten von 15,9 m/s auftreten, wurden duktile Gußrohre DN 600 eingeplant. Zur Umwandlung der kinetischen Energie am unteren Ende der Steilstrecke wurde ein besonderes Bauwerk errichtet. Bei der Ausführung der Bauarbeiten wurden zum Längstransport ein Kabelkran und für die Erdarbeiten ein Spezialbagger eingesetzt. Die Bauzeit betrug 11 Monate, der Kostenaufwand 1,2 Millionen DM.

Praktische Hinweise für den Bau von Druckrohrleitungen aus duktilem Gußeisen

Von Gerhard Heise

In der FGR-Informationsschrift Nr. 12 [1] sind bereits einige Tips und Hinweise für den Bau duktiler Gußrohrleitungen gegeben worden, die in erster Linie für die tägliche Arbeit auf der Baustelle gedacht sind. Im folgenden werden wiederum Angaben zu diesem Thema gemacht, um dem Praktiker weitere Hilfen an die Hand zu geben.

1. Allgemeine Hinweise

In der Bundesrepublik sind z.Zt. für die Rohrverlegung in der Hauptsache folgende **DIN-Normen** und **DVGW-Arbeitsblätter** maßgebend:

DIN 19630 „Rohr-Verlegungsrichtlinien für Gas- und Wasserrohrnetze“

DIN 4279 „Innendruckprüfung von Druckrohrleitungen für Wasser“

DVGW-Arbeitsblatt W 305 „Kreuzungen von Wasserleitungen mit dem Gelände von Eisenbahnen“

DVGW-Arbeitsblatt W 451 „Unterlagen für Ausschreibungen zur Ausführung von Wasserversorgungsanlagen; Teil I: Erdverlegte Rohrleitungen“

Von Bedeutung ist ferner das „Merkblatt für das Zufüllen von Leitungsgräben“, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.

In diesem Zusammenhang seien auch einige neue technische Maßeinheiten erklärt, die man seit einiger Zeit in den Veröffentlichungen des Gas- und Wasserfaches sowie in den DIN-Normen findet. Es handelt sich um die sogenannten **SI-Einheiten**. Aufgrund eines Gesetzes über Einheiten im Meßwesen (vom 2. Juli 1969) und der Ausführungsverordnung zum Gesetz über Einheiten im Meßwesen (vom 26. Juni 1970) dürfen nämlich nach der festgesetzten Übergangsfrist (31. Dezember 1977) nur noch die gesetzlichen Einheiten, deren Grundlage das Internationale Einheitensystem (SI-Einheiten; SI = Systeme International d'Unités) ist, angewendet werden. So steht z.B. neuerdings

N (Newton) für die Kraft; bisher p (Pond)

bar (Bar) für den Druck; bisher mWS (Meter Wassersäule) oder kp/cm² (Kilopond/cm²)

Dabei ist z.B.

1 kp \approx 10 N bzw. 1 N \approx 0,1 kp

1 m WS \approx 0,1 bar bzw. 1 bar \approx 10 mWS
oder 1 bar \approx 1 kp/cm²

Darüber hinaus findet man im Rohrleitungsbau — den internationalen Gepflogenheiten entsprechend — neuerdings auch folgende **Kurzzeichen**:

DN (Diamètre nominal) für die Nennweite; bisher NW

PN (Pression nominale) für den Nenndruck; bisher ND.

2. Rohrwanddicken

Die in DIN 28610 genormten Wanddicken der duktilen Gußrohre entsprechen der Wanddickenklasse K 10. Nach DIN 28600 können jedoch auf besondere Vereinbarung die Rohre auch — unter Beibehaltung des Rohraußendurchmessers — mit größeren oder kleineren Wanddicken gefertigt werden. Bei Rohren mit kleineren Wanddicken handelt es sich z.B. um die Wanddickenklasse K 9 bzw. K 8. Diese Zahlen geben an, daß diese Wanddicken 90 % bzw. 80 % der in DIN 28610 festgelegten Wanddicke betragen. Bei DN 500 z.B. beträgt die Wanddicke

K 10	s = 10 mm
K 9	s = 9 mm
K 8	s = 8 mm

3. Abladen der Rohre

Die Rohre oder Rohrbündel müssen unter Aufsicht eines Rohrlegers abgeladen werden. Breite Gurte bzw. Haken mit Schutz oder mit breiten Druckplatten sind unbedingt zu verwenden, ungeachtet dessen, ob es sich um Rohre für Wasser- oder Gasleitungen handelt.

Die Rohrbündel dürfen keinesfalls mit einer Hacke oder einem Meißel „geöffnet“ werden. Eine Bleischere oder Trennscheibe ist dafür einzusetzen.

Zweckmäßigerweise setzt man die Rohre beim Abladen direkt auf Hölzer ab. Sie können so nicht in den Boden einsinken; eine Säuberung der Rohre ist dann nicht erforderlich. Außerdem läßt sich der Gurt viel besser unter das Rohr hindurchziehen, wenn die Rohre später verlegt werden müssen. Beide Forderungen (Gurte und Hölzer) sollten in den Ausschreibungen immer mit aufgenommen werden. Denkt man an die Verlegung in PE-Schlauchfolie, so wird der Vorteil beim Absetzen der Rohre auf Hölzer oder Bohlen erst recht deutlich.

Rohre größerer Durchmesser sollen einwandfrei, wie in *Bild 1* deutlich gemacht, gelagert werden. Bei ungeordneter Zwischenlagerung besteht die Gefahr der Ovalisierung der Spitzenden und auch der Beschädigung des Rohraußenschutzes.

Erfahrene Rohrmeister achten beim Abladen darauf, daß die Rohre sofort verschwenkt werden: Muffen sollen möglichst in die Richtung der Verlegung zeigen. Im hügeligen Gelände gilt: Muffe bergauf und in Verlegerichtung.

4. Verlegung der Rohre

Die Verlegeanleitungen der Rohrhersteller sind unbedingt zu beachten. Sie sollten nicht nur dem Bauleiter und Schachtmeister, sondern auch dem Mann im Graben bekannt sein. Er ist für die Qualität der Arbeit von entscheidender Bedeutung.

Auf den Baustellen ist bei der **Behandlung der TYTON-Dichtringe** vielfach eine Methode zu beobachten, die nicht korrekt ist: sofort nach dem Anliefern der Rohre legen eifrige Monteure die Gummidichtringe in die Muffen ein. Diese Methode ist abzulehnen. Die Dichtringe sollen kühl und in ausgestreckter Form bis zum Einbau gelagert und erst unmittelbar vor der Rohrmontage in die Muffen eingelegt werden. Unbeabsichtigte Beschädigungen, UV-Schäden und auch Verschmutzungen werden so vermieden. Im Winter ist ohnehin das frühzeitige Einlegen der Dichtringe abzulehnen. Wasser gelangt in den Muffengrund und gefriert. Beim Einschieben des Spitzendes kann der Eispfropfen die Montage unmöglich machen bzw. zu Undichtigkeiten der TYTON-Verbindung führen. (Bild 2).

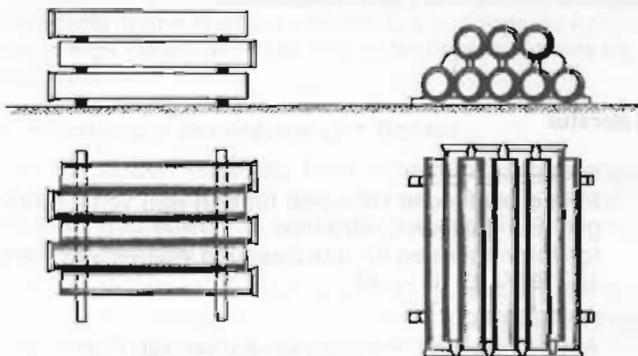


Bild 1

Auch hier sei der Hinweis auf die alte und immer wieder neue Forderung nach dem **Einsatz einer Rohrbürste** wiederholt. Sie sollte grundsätzlich verwendet werden. Zu beachten ist jedoch, daß gerade bei kleinen Nennweiten (bis DN 150) die lichten Weiten der zementmörtelausgekleideten Rohre etwas unter DN liegen können. Das kann bis zu 3 mm ausmachen. Beim Bestellen der Rohrbürsten, also beispielsweise für DN 125, eine lichte Weite von 122 mm angeben. Bleibt eine Rohrbürste einige Male stecken, so wird sie von den Monteuren mit Sicherheit nicht mehr benutzt.

Auch auf das **Nachbessern des bituminösen Rohraußenschutzes** an beschädigten Stellen sei hier nochmals hingewiesen. Leider wird diese Selbstverständlichkeit nicht immer beachtet. Hier sollte der Bauleiter bzw. Schachtmeister sein Augenmerk besonders darauf richten, daß grundsätzlich solche Stellen nachisoliert werden.

Eine **Ausbesserung der Zementmörtelauskleidung** ist äußerst selten erforderlich. Sollten Schäden aber einmal auftreten, so kann mit einem Zementmörtel, dem Haftmittel aus Kunstharz beigesetzt ist, die Ausbesserung vorgenommen werden. Es gibt verschiedene Hersteller für dieses Material. Auf keinen Fall dürfen für die Ausbesserung der Zementmörtelauskleidung Gips oder ein Mörtel mit Schnellbindezusätzen (zumeist chloridhaltig) verwendet werden.

Bei jeder Rohrverlegung muß auch das **Kürzen von Rohren** durchgeführt werden. Trennscheiben für „Stein“ haben sich bei zementmörtelausgekleideten Rohren am besten bewährt; sie sind den Korundscheiben überlegen. Sie haben längere Standzeiten als die für Stahl oder duktilen Gußeisen ausgelegten Scheiben und können auch für das Anfasen der Spitzenden — für die TYTON-Verbindung unumgänglich — eingesetzt werden. Bei der Bestellung der Scheiben aber darauf hinweisen, daß sie für Handtrennmaschinen benötigt werden. Für stationäre Maschinen sind die Trennscheiben anders ausgebildet. Für Handmaschinen gilt als maximale Scheibenumfangsgeschwindigkeit 80 m/s. Die zuvor genannte Standzeit einer Trennscheibe kann durch den Monteur, der den Rohrschnitt ausführt, wesentlich verlängert werden: beim Schnitt niemals drücken, sondern das Gerät nur leicht führen.

In aggressiven Böden wird in Ergänzung zu dem werksseitig aufgetragenen Rohraußenschutz in zunehmendem Maße auf der Baustelle die **PE-Folie** verwendet [2, 3]. Diese Folie hat sich bewährt. In der Bundesrepublik ist sie seit fast 20 Jahren bekannt, wenn auch noch nicht allgemein eingeführt. Für das Aufbringen der PE-Folie unmittelbar vor der Verlegung der Rohre gibt es 3 Verfahren: 1. eine PE-Schlauchfolie wird über die Muffe hinweggeführt; 2. die Schlauchfolie ist für den Rohrschaft bemessen, wobei dann die Muffenverbindung für sich gesondert umhüllt wird; 3. es wird eine Flachfolie verwendet; das letztgenannte Verfahren empfiehlt sich vor allem bei Flanschrohren, schubgesicherten Rohren sowie bei allen Arten von Formstücken.

Auf Anforderung liefern die Gußrohrwerke die PE-Folie mit. Auch führen sie eine Einweisung bei der Anwendung der Schlauchfolie bzw. Flachfolie im Graben, wenn gewünscht, durch. An den Muffenverbindungen ist die Folie so zu verlegen, daß sie nicht durch späteren Bodendruck aufreißen kann. Die Folie ist unmittelbar an der Muffenstirn mit kunststoffummanteltem Bindedraht beizubinden.

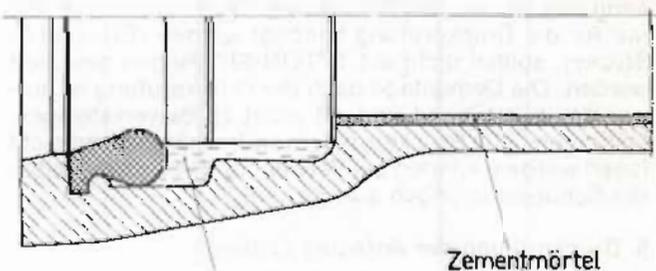


Bild 2

Eis

Zementmörtel

Geringfügige Beschädigungen sind bedeutungslos: Feuchtigkeit, die zwischen Rohr und Folie dringt, ist für sich allein nicht angreifend. Die Aufgabe der 0,2 mm dicken PE-Folie besteht darin, den umgebenden aggressiven Boden vom Rohr fernzuhalten. In den USA wird die Folie seit über 25 Jahren eingesetzt. Sie ist früher schon für den Schutz von Graugußrohren verwendet worden und wird jetzt auch für duktile Rohre eingesetzt.

Wenn auch eine geringfügige Beschädigung der PE-Folie nichts ausmacht, so sollte trotzdem darauf hingewiesen werden, daß Rohre, die mit einer Schlauchfolie im Graben liegen, nicht als „Laufsteg“ für die Monteure verwendet

werden dürfen. Gewaltsame Beschädigungen sollten im übrigen immer unterbleiben.

Abschließend sei noch erwähnt, daß die PE-Folie ein guter Schutz gegen Streuströme ist, die evtl. von kathodisch geschützten Leitungen ausgehen können.

In Städten wird die Rohrverlegung meistens mit einer **Sandbettung und Sandumhüllung** durchgeführt. Dies hängt u.a. auch mit den vielen Armaturen, Formstücken und Anbohrschellen zusammen, die nur sehr schwer mit einer PE-Folie geschützt werden können. Es sei aber nicht verschwiegen, daß sich nicht jeder Sand für eine Umhüllung eignet. Der Sand sollte frei sein von Salzen, Pflanzenresten, Kohle und Asche.

Bei der **Verlegung durch Waldgebiete** kann es im Herbst vorkommen, daß Blätter von den Bäumen fallen und sich auf die noch nicht abgedeckte Rohrleitung absetzen, oftmals in Schichtdicken von 5 bis 10 cm. Dieses Laub ist unter Luftabschluß aggressiv und muß von den Rohren entfernt werden. Zweckmäßigerweise wird die Rohrleitung nach der Verlegung in solchen Waldabschnitten sofort mit einwandfreiem Boden (nicht Wald- oder Humusboden oder Grasschichten) abgedeckt.

Als ein **abschreckendes Beispiel** sei auf eine „neue“ Art der Rohrverlegung hingewiesen, die gerade in letzter Zeit mehrmals auf Baustellen beobachtet worden ist. Dort sind die Rohre, nachdem sie etwas zu hoch auf der Grabensohle auflagen, mit Hilfe eines Baggerlöffels und großem starken hydraulischen Druck nach unten in die Rohrbettung hineingedrückt worden. Es versteht sich von selbst, daß diese Methode abzulehnen ist. Rohre kleinerer und größerer Durchmesser sind dabei gleichermaßen gefährdet. Größere Rohre werden örtlich überbeansprucht und auch der Rohraußenschutz wird bei diesem Verfahren beschädigt.

Vor der Druckprüfung müssen die Bogen, Abzweige und Endstücke gesichert werden. Geschieht dies z.B. durch TYTON-SIT-Schubsicherungsringe, so sollten diese nur für die Rohre und Formstücke vorgesehen werden, die endgültig Bestandteil der Leitung sind. Formstücke, die nur für die Druckprüfung benötigt werden (EU- und F-Stücke), sollten nicht mit TYTON-SIT-Ringen gesichert werden. Die Demontage nach der Druckprüfung ist aufwendig, zeitraubend und oft nicht zu bewerkstelligen. Leitungen unter Brücken, sofern sie frei hängen und nicht fixiert werden, können bei Verwendung von abwinkelbaren Schubsicherungen ausknicken.

5. Druckprüfung der verlegten Leitung

Seit November 1975 gilt für die Innendruckprüfung von Wasserleitungen die neue DIN 4279 Teil 1 ff., die einige

wichtige Änderungen gegenüber der alten DIN 4279 (Ausgabe November 1954) aufweist. Über dieses Thema wurde bereits in den FGR-Informationsschriften Nr. 11 und 12 [4; 1] berichtet.

Druckrohre mit Zementmörtelauskleidung sind bei der Druckprüfung anders zu behandeln als Rohre ohne Zementmörtelauskleidung. Dies fängt schon beim Füllen der Leitung an, wobei auf keinen Fall verschmutztes Wasser verwendet werden kann. Hier sollte ein Desinfektionsmittel, soweit dies möglich ist, dem Füllwasser beigefügt werden. Auch wird der Innendruck, nachdem die Leitung unter Druck gesetzt worden ist, zu Anfang immer etwas fallen, obwohl kein Leck vorhanden ist. Das ist durch die Zementmörtelauskleidung bedingt, die sich erst mit Wasser sättigen muß. Das kann nur unter Druck geschehen und dauert einige Stunden bis Tage, abhängig vom Rohrdurchmesser, von der Temperatur und Härte des Wassers sowie von der Wassersättigung der Zementmörtelschicht vor der Verlegung.

„Steht“ eine Druckprüfung nicht, auch trotz sorgfältigster eigener Nachprüfung und Fehlersuche, so sollten die Verantwortlichen das Rohrerstellwerk um Beratung, gegebenenfalls um Lecksuche, bitten.

Literatur

- [1] Heise, G.
Einige praktische Hinweise für den Bau von Leitungen aus duktilen Gußrohren
fgr-Informationen für das Gas- und Wasserfach, Heft 12 (1977), S. 36 — 40
- [2] Heiming, B.
Aufbringen von Polyäthylen-Folien auf Rohre und Formstücke aus duktilem Gußeisen
fgr-Informationen für das Gas- und Wasserfach, Heft 13 (1978), S. 29 — 34
- [3] Wolf, W.
Korrosionsverhalten und Korrosionsschutz duktiler Gußrohre
fgr-Informationen für das Gas- und Wasserfach, Heft 13 (1978), S. 21 — 28
- [4] Holtschulte, H.
Sonderverfahren für die Druckprüfung zementmörtelausgekleideter Rohre gemäß DIN 4279 Teil 3, Ausgabe November 1975, erläutert am Beispiel duktiler Gußrohre
fgr-Informationen für das Gas- und Wasserfach, Heft 11 (1976), S. 4 — 13

Die Längsbiegefestigkeit von Rohren aus duktilem Gußeisen

Von Hansgeorg Hein

1. Einleitung

Seit mehreren hundert Jahren werden Rohre verlegt und man sollte annehmen dürfen, daß auch die letzten „Geheimnisse“ ihrer Berechnung aufgedeckt sind. Mit der zunehmenden Technisierung des Alltags wachsen jedoch die Anforderungen an die Versorgungssysteme, von denen ein nicht unerheblicher Teil aus Rohrleitungen besteht. Gleichzeitig bedingen steigende Kosten, das eingesetzte Material optimal auszunutzen, zumal die Rohstoffe immer knapper werden. Die vorliegende Arbeit soll einige Belastungsfälle des erdverlegten Rohres beleuchten.

2. Belastungen des erdverlegten Rohres

Das im Boden liegende Rohr unterliegt Belastungen durch Erdüberdeckung und Verkehr. Diese erzeugen Spannungen sowohl in Umfangs- als auch in Achsrichtung des Rohres.

Die Spannungen in Umfangsrichtung, auch Scheitelspannungen genannt, sind — wenn auch mit einigem Aufwand — genau zu erfassen. Hier soll auf die Arbeit des ATV-Berechnungsausschusses hingewiesen werden [1].

Anders dagegen sieht es für die Rohrbiegung aus. Zu ihrer Ermittlung ist es notwendig, die Belastung und die Rohrauflagerung längs der Achse zu kennen.

Die Vielzahl der Lastfälle wird auf zwei charakteristische Fälle reduziert:

- Untergraben einer bereits verlegten Leitung; Belastung durch Erd- und Verkehrslast über dem freigelegten Rohr (*Bild 1*)
- Bodensetzung; Belastung des Rohres dadurch, daß es die Bodenbewegungen mitmachen muß (*Bild 2*)

Zuerst soll einmal abgeschätzt werden, wo die Grenze der Gefährdung liegt, d.h. welche Nennweiten mehr durch Biegung bzw. mehr durch die Scheitelbelastung gefährdet sind.

Für den Belastungsfall nach *Bild 1* ergibt sich die maximale Biegespannung σ_b zu

$$\sigma_b = \frac{P \cdot b \cdot l}{8 \cdot W} \quad (1)$$

Während sich bei gleicher äußerer Belastung P die Scheitelspannung σ_p zu

$$\sigma_p = 0,375 \cdot \frac{P \cdot d_m}{s^2} \quad (2)$$

errechnet. Durch Umformen des Widerstandsmomentes W und Gleichsetzen von σ_p und σ_b erhält man eine Grenz-

nennweite DN_{gr} , die die beiden Gefährdungsbereiche voneinander trennt:

$$DN_{gr} = 0,7 \sqrt[3]{B \cdot l \cdot s} \quad (3)$$

Für $B = 1200$ mm und $l = 1600$ mm wird

$$DN_{gr} = 90 \sqrt[3]{s} \quad (4)$$

worin s die Wanddicke in mm bedeutet.

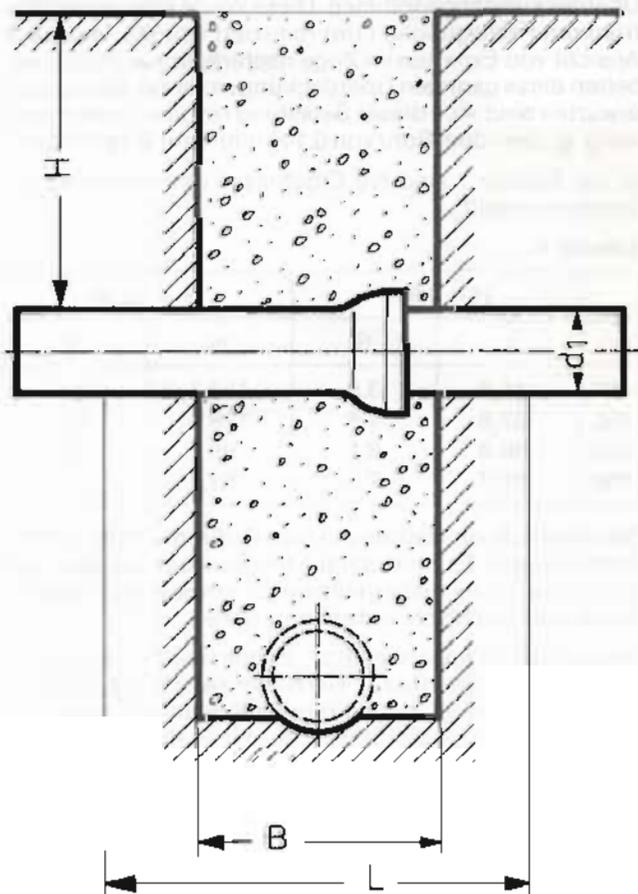


Bild 1

Für Rohre aus duktilem Gußeisen, die in diesem Nennweitenbereich Wanddicken von 6 bis 7 mm haben, wird die Grenznennweite $DN_{gr} = 175$, d.h.: für den vorliegenden Belastungsfall sind die Rohre bis DN 150 einschließlich durch Biegung, ab DN 200 durch Scheitelbelastung beansprucht.

fgr 14

Die Formel zeigt weiter, daß sich mit steigender Wanddicke s die Grenznennweite zu größeren DN verschiebt. Dies ist wichtig für Rohre, die aufgrund anderer Festigkeitskennwerte in größeren Wanddicken gefertigt werden.

3. Rechnerische Ergebnisse

Im folgenden werden die Rechenergebnisse für die beiden Belastungsfälle nach *Bild 1* und *Bild 2* wiedergegeben.

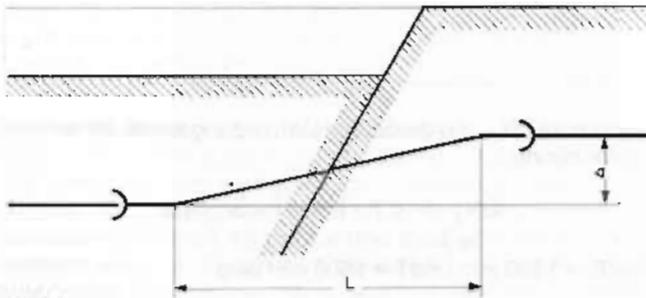


Bild 2

Als Belastung im Falle „Untergraben einer bereits verlegten Leitung“ wird ein SLW 60 bei 0,8 m bzw. 0,6 m Überdeckung angenommen. Diese Werte sind gegenüber früheren Festlegungen (1m) reduziert worden, weil nach Ansicht von Experten im Zuge nachträglicher Straßenarbeiten diese geringen Überdeckungen immer häufiger zu erwarten sind. Aus dieser Belastung resultiert eine Spannung q_v über dem Rohr von 0,1 N/mm² bzw. 0,144 N/mm².

In der *Tabelle 1* sind die Ergebnisse der Rechnung zusammengestellt:

Tabelle 1

DN	H = 0,8 m		H = 0,6 m	
	σ_b	S	σ_b	S
80	110,6	3,8	159,3	2,6
100	87,8	4,8	126,4	3,3
125	68,9	6,1	99,2	4,2
150	57,7	7,3	83,1	5,1

Die Werte zeigen, daß die duktilen Gußrohre hohe Sicherheiten bieten. Es muß darauf hingewiesen werden, daß noch zusätzliche Sicherheiten dadurch bestehen, daß die Rohre sich plastisch verformen können.

Hierauf soll im folgenden Fall „Bodensenkung“ eingegangen werden (*siehe Bild 2*). Die Bodensenkung ist definiert durch den Sprung Δ und ihre Einflußlänge L. Nach den Regeln der Statik ergibt sich an der Stelle des größten Momentes eine Biegespannung σ_b im Rohr zu

$$\sigma_b = 3 \frac{E \cdot d_1}{L^2} \Delta \quad (5)$$

Setzt man für den Quotienten σ_b/E den Wert für die Dehnung ε und löst nach Δ auf, so wird

$$\Delta = \frac{\varepsilon \cdot L^2}{3 \cdot d_1} \quad (6)$$

Für Rohre aus duktilem Gußeisen kann für ε ein Wert von 0,03 (3%) angesetzt werden. Somit ergibt sich z.B. für DN 100 ($d_1 = 118$ mm) bei einer Einflußlänge L von 1500 mm eine maximal ertragbare Bodensenkung von $\Delta = 190$ mm.

Im Vergleich zu Grauguß bedeutet dies eine Steigerung um mehr als den Faktor 10.

Die obige Formel läßt auch erkennen, daß für eine gegebene Setzung L die Größe der maximalen Rohrverformung Δ nur von der Dehnung ε des Materials abhängt.

Tabelle 2 gibt die Werte des Sprunges Δ in mm für duktile Gußrohre wieder.

Tabelle 2

DN	80	100	125	150
Δ	230	190	155	135

4. Meßergebnisse

Die Auswertung von Biegeversuchen an Rohren stößt naturgemäß auf Schwierigkeiten, da die Einleitung der Kraft quasi punktförmig erfolgt, was in den meisten Fällen nicht der Wirklichkeit entspricht.

In *Bild 3* ist der Kraft- und Dehnungsverlauf eines typischen Biegeversuches aufgetragen; Parameter ist die Größe des Sattelstückes, d.h. die Art der Krafteinleitung. Beim Versuch mit dem Sattelstück A drückte sich dieses mit Erreichen der Fließgrenze in das Rohr ein, so daß die weiteren Ergebnisse keine Auswertung mehr gestatten.

Wertet man den Versuch B entsprechend den Formeln der Biegetheorie aus, so errechnet sich für das Erreichen der Fließgrenze bei 420 N/mm² eine zugehörige Durchbiegung von 22 mm. Der Bruch erfolgt jedoch erst bei 140 mm. Diese mehr als 6-fache Sicherheit ist auf die Duktilität des Materials zurückzuführen.

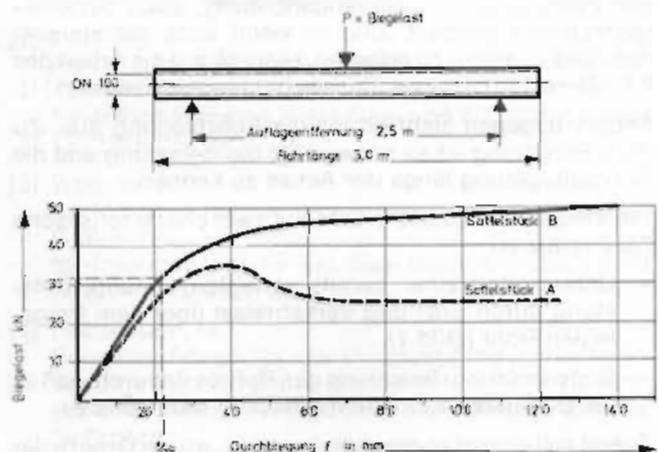


Bild 3

Diese Messungen werden durch die Arbeit von K. Reeh [2] voll bestätigt.

Dort ist die Biegedehngrenze $\sigma_{b,0,2 pl}$ mit

$$455 \pm 30 \text{ N/mm}^2,$$

die Biegebruchspannung σ_{bB} mit

$$553 \pm 51 \text{ N/mm}^2$$

angegeben. Somit ist es gerechtfertigt, in dem neuen Normenvorschlag für duktile Gußrohre die Berechnungsfestigkeit mit

$$K = 420 \text{ N/mm}^2$$

festzulegen.

Es muß aber nochmals darauf hingewiesen werden, daß mit dieser Festlegung nur der elastische Anteil des Verformungsvermögens des duktilen Gußeisens in Anspruch genommen wird. Darüber hinaus kann sich das duktile Gußrohr um ein Vielfaches plastisch verformen.

5. Zusammenfassung

Es werden zwei Biegefälle an Rohren diskutiert mit folgenden Ergebnissen:

- Beim nachträglichen Untergraben von Rohrleitungen liegen die Sicherheiten S des duktilen Rohres im Bereich von DN 80 bis DN 150 für SLW 60 bei einer Minimalüberdeckung von 0,6 m zwischen 2,6 und 5,1.
- Duktile Gußrohre können je nach Nennweite Boden-setzungen von 135 bis 230 mm auf 1,5 m Länge mitmachen.

- Die zulässige Biegebelastung von duktilen Gußrohren begrenzt lediglich den elastischen Anteil der Verformungen. Die Verformung bis zum Bruch ist wegen der Duktilität der Rohre 5 bis 10 mal größer.

Literatur

- [1] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV)
Richtlinien für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen
Teil 1: Lastermittlung (Entwurf 1975)
- [2] Reeh, K.
Das Betriebsverhalten von Druckrohren aus duktilem Gußeisen
Dissertation 1971

Die grundsätzliche Bedeutung elektrischer Bodenwiderstandsmessungen

Von Jochen Weidelt

Allgemeines über Erdböden

Erdböden sind aus lockeren und festen Gesteinen durch physikalische Verwitterung entstanden. Durch den Einfluß der Atmosphärien — Wasser, Sauerstoff, Kohlendioxid — unter Mitwirkung von Organismen und durch Strahlung unterliegen zahlreiche Minerale der Gesteine einer andauernden chemischen Umwandlung. Die Erdböden stellen daher ein sich ständig änderndes Dreiphasensystem dar, bestehend aus einer festen, einer flüssigen und einer gasförmigen Phase. Sie bestehen aus festen Bodenteilchen verschiedener Korngrößen und Packungsdichten, teilweise mit adsorptiv gebundenem Wasser, mehr oder weniger belüftet, und einem wäßrigen Elektrolyten unterschiedlichster Zusammensetzung und Konzentration [5].

Jeder natürliche Boden besitzt eine elektrische Leitfähigkeit bzw. einen spezifischen elektrischen Bodenwiderstand, von dessen Höhe korrosionschemische Eigenschaften abgeleitet werden können.

Möglichkeiten zur Beurteilung der Aggressivität von Erdböden und ihre Gewichtung

Für die Beurteilung der Bodenaggressivität entlang einer Rohrleitungstrasse, sei es zur Festlegung eines geeigneten Korrosionsschutzes für die Rohre oder zur Aufklärung von Korrosionsschadensursachen, sind drei Informationsgruppen von Wichtigkeit.

Als erstes ist die Topografie des Geländes zu nennen. Neben der Trassenbegehung sind Bodenkarten und Trassenpläne gute Hilfsmittel für die Aufklärung der örtlichen Verhältnisse. Hinweise auf die Bodenaggressivität geben z.B. Feststellungen über Hang- oder Tallagen, Gewässernähe, Pflanzenbewuchs, geologische Aufschlüsse, An- und Aufschüttungen, Bepflanzungen und gegebenenfalls Gemarkungsnamen.

Als zweites ist zur Ermittlung der Bodenaggressivität entlang einer Rohrtrasse die Messung der spezifischen elektrischen Bodenwiderstände und damit die Aufnahme eines Bodenwiderstandsprofils im halblogarithmischen Maßstab zu nennen. Die Messung des elektrischen Bodenwiderstandes im Gelände gehört zu den wichtigsten, relativ einfach und schnell durchzuführenden Korrosionsuntersuchungen [1; 4].

An kritischen Punkten mit niedrigen Bodenwiderstandswerten, insbesondere beim Auftreten von Unregelmäßigkeiten im Bodenwiderstandsprofil, ist es empfehlenswert, Bodenproben zur chemischen und physikalisch-chemischen Untersuchung zu entnehmen. Mit dieser dritten

Informationsgruppe, bei der ca. 12 Einzelkenngrößen bewertet werden, ist dem Fachmann eine Beurteilung über das Angriffsvermögen von Erdböden auf Eisenwerkstoffe, auch in schwierigen Fällen, weitgehend möglich [1; 7].

Mechanismus der elektrischen Leitfähigkeit im Erdboden

Die Korrosion von Eisenwerkstoffen im Erdboden ist ein elektrochemischer Prozeß, bei dem elektrische Ladungsteilchen transportiert werden. Drei Möglichkeiten des Ladungstransportes sind hierbei zu unterscheiden: Einmal die Elektronenleitung im Eisenwerkstoff selbst, d.h. der Übergang von Elektronen der äußeren Elektronenhüllen des Eisenatomgitters und zum zweiten die Ionenleitung, die sich außerhalb des Eisenwerkstoffes im Elektrolyten des Erdbodens abspielt. Hierbei übernehmen Ionen, die durch die elektrolytische Dissoziation von Salzen, Säuren und Basen im Bodenwasser als negativ geladene Anionen und positiv geladene Kationen vorliegen, den Stromtransport. Anders als bei der Elektronenleitung, wo die Menge der transportierten Ladungsteilchen nur von der Höhe des Angebotes abhängt, gibt es für die Ionenleitung eine Abhängigkeit von der Ionenkonzentration. Je mehr Ionen, also elektrisch geladene Atome oder Moleküle vorhanden sind, um so mehr elektrische Ladungsteilchen können transportiert werden. Weiterhin besteht die Möglichkeit, daß der Transport von Ladungsteilchen auf kolloiddispersen Teilchen der Erdschubstanz erfolgt. Damit wird erklärlich, daß Lehm- und Tonböden, die einen hohen Anteil kolloiddisperser Teilchen enthalten, eine wesentlich höhere elektrische Leitfähigkeit aufweisen, als es sich aus dem Salzgehalt des wäßrigen Bodenausguges ableiten läßt.

Die Geschwindigkeit der Ladungsübertragung, auch über große Strecken, ist bei der Elektronenleitung im metallischen Leiter, der aus einem leichtbeweglichen „Elektronengas“ und dem überwiegend ortsfesten Ionen-gitter besteht, außerordentlich hoch. Im Prinzip verläuft diese Übertragung wie bei einem wassergefüllten Schlauch, bei dem im Augenblick des Öffnens des Wasserhahnes gleichzeitig am anderen Ende Wasser entnommen werden kann. Die angebotene Wassermenge wird vom herrschenden Druck bestimmt. Auf die Elektronenleitung übertragen bedeutet das, daß die Menge der übertragenen Ladungsteilchen von der anliegenden Spannung abhängig ist.

Bei der Ionenleitung fließt beim Anlegen einer Spannung zwar auch augenblicklich ein elektrischer Strom, jedoch muß hierbei der Ladungsträger mitsamt dem elektrischen Ladungsteilchen endliche Strecken im Elektrolyten zu-

rücklegen. Folglich geschieht der Ladungstransport sehr viel langsamer als bei der Elektronenleitung. Geschwindigkeitsbestimmend ist außer der anliegenden Spannung die Strömungsgeschwindigkeit des Elektrolyten bzw. die Diffusions- und Wanderungsgeschwindigkeiten der Ionen.

Ähnliche Verhältnisse herrschen beim Transport von Ladungsteilchen auf kolloiddispersen Bodenteilchen. Auch hier handelt es sich um einen langsam ablaufenden Vorgang, bei dem die Teilchenwanderung der geschwindigkeitsbestimmende Schritt ist.

Messung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes

In der Praxis werden entweder die elektrischen Leitfähigkeiten oder die spezifischen elektrischen Widerstände gemessen. Nachfolgend wird nur der spezifische elektrische Bodenwiderstand behandelt.

Zur Bestimmung der Widerstandswerte eines relativ eng begrenzten Bodenvolumens eignen sich direkte Messungen mit zweipoligen Einstichelektroden (Shepardstab oder Columbiastab) oder mit der Bodenwiderstandsmeßzelle (soil box). Beim letzteren Verfahren ist die Entnahme einer Bodenprobe erforderlich, wobei der ursprüngliche Bodenzustand weitgehend gestört wird. Obwohl das Erdreich nach dem Einfüllen in die Meßzelle stark ange-drückt wird und diese mit Hilfe eines Gewichtes entsprechend einer Druckbelastung von einer 1,2 m hohen Bodensäule belastet wird, kann insbesondere bei nichtbindigen Böden praktisch nur die Größenordnung des spezifischen Bodenwiderstandes ermittelt werden [1; 2; 3; 6].

Im Gelände werden genauere Aussagen zur Aggressivität des Bodens jeweils über größere Bodenbereiche und Tiefen benötigt. Am häufigsten wird dafür die Meßmethode von Wenner mit 4 in gleichen Abständen hintereinander angeordneten Elektroden verwandt. Die äußeren beiden Elektroden sind wechselstromführend, während die inneren beiden zur Messung dienen. Wechselstrom wird für die Messungen verwendet, um den Einfluß der Polarisation — einem Störeinfluß bei der Ionenleitung — zu vermeiden. Diese Anordnung der Elektroden führt zu einer Strom- und Potentialverteilung, die der eines elektrischen Dipols entspricht [2; 3]. Die von den Meßelektroden abgegriffene Spannung liegt in einem Bereich relativ homogener Feldverteilung. Mit wachsendem Elektrodenabstand wird die Tiefe des erfaßten Bodenbereiches erweitert. Da der Widerstand tieferer Bodenschichten mit geringerem Gewicht in den Meßwert eingeht als der höherer Schichten, erhält man keinen wirklichen Mittelwert, sondern nur einen „scheinbaren“ elektrischen Bodenwiderstand. Für geschichtete Böden kann der gemessene Wert 50 bis 100 % vom wahren Wert abweichen. Die direkten Meßwerte nach dem Wenner-Verfahren geben demzufolge nur Größenordnungen der Bodenwiderstände an, welche im allgemeinen für eine Beurteilung des Angriffsvermögens des Bodens ausreichen. Für genauere Messungen und zur Prüfung, ob Bodenschichtungen vorliegen, die das Meßergebnis beeinflussen, können zusätzliche Messungen mit größeren Elektrodenabständen durchgeführt werden. Erniedrigen sich dabei die gemessenen Bodenwiderstandswerte mit zunehmendem Elektrodenabstand, so sind in der Tiefe Schichten mit geringerem spezifischem Widerstand vorhanden. Verfälschend auf die Werte des spezifischen elektrischen Bo-

denwiderstandes können auch im Boden liegende Metallteile, bereits verlegte Kabel und Rohrleitungen, Aufschüttungen und Verunreinigungen des Erdreiches wirken [1; 2; 4; 6].

Einflüsse mit Rückwirkung auf den spezifischen elektrischen Bodenwiderstand

Der spezifische elektrische Bodenwiderstand ist von vier wesentlichen Einflußgrößen abhängig, nämlich von der Bodenart, von der Bodenstruktur, vom Elektrolytgehalt und von der Temperatur [1; 4].

Die genannten Einflußgrößen sollen im einzelnen erläutert werden:

Die Beeinflussung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes durch die Bodenart und die Bodenstruktur ist erheblich. Grobdisperse Kiese oder mitteldisperse Sande, also Böden mit großem Korndurchmesser, weisen einen spezifischen Widerstand auf, der je nach Packungsdichte der Bodenkörner um etwa 50 bis 60 % höher liegt als der Widerstand des im Boden enthaltenen Elektrolyten. Mit abnehmender Korngröße der Bodensubstanz ändern sich die Verhältnisse grundlegend durch eine zusätzliche Leitfähigkeit über kolloid- und feindisperse Teilchen als Träger elektrischer Ladungen. Der spezifische Bodenwiderstand wird wesentlich niedriger gemessen, als dem Ionengehalt des im Boden enthaltenen Elektrolyten entspricht. Die Abhängigkeit der elektrischen Leitfähigkeit vom Dispersionsgrad der Bodenteilchen, wobei auch die Feuchtigkeit einen Einfluß hat, zeigt die folgende Aufstellung [4]:

Sediment	Dispersitätsgruppe	Spezifischer Widerstand $\Omega \cdot \text{cm}$
Ton	kolloiddispers	300 bis 1 000
Schluff/Feinsand	feindispers	1 000 bis 10 000
Feinsand/Grobsand	mitteldispers	10 000 bis 40 000
Kies/Schotter	grobdispers	40 000 bis 170 000

Wegen der Abhängigkeit von der Feuchtigkeit und der Temperatur spielen neben der Beeinflussung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes durch den Elektrolytgehalt auch jahreszeitliche Veränderungen in den verschiedenen Bodenarten eine Rolle. Dazu gehören Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen in Abhängigkeit von der Tiefe. Auch zufällige Witterungsbedingungen werden wirksam.

Die Bodenfeuchtigkeit wirkt im Bereich der Sättigung des Bodens nur wenig auf den spezifischen Widerstand ein, da im wesentlichen nur eine Ionenleitfähigkeit vorliegt. Mit abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt, insbesondere bei Gehalten < 10 %, steigen die Meßwerte stark an. Da der Feuchtigkeitsgehalt der Erdböden im Normalfall zwischen 10 und 25 % liegt, kann der Einfluß auf die Meßwerte vernachlässigt werden. Die Bodenwiderstandswerte für Tiefen bis zu 1 m können jedoch, je nachdem, ob eine trockene oder eine nasse Witterungsperiode vorherrschend war, um 30 bis 50 % differieren.

Weiterhin nimmt der spezifische Bodenwiderstand bei Temperaturen über 0° C um 2,5 % pro °C Temperaturerhöhung ab. Beim Gefrieren des Bodens steigt der Wider-

stand stark an, so daß Messungen nur bei frostfreiem Boden sinnvoll sind. In einem Meter Tiefe wechseln jahreszeitlich in unseren Breiten die Temperaturen von ca. 0° C im Januar bis ca. 15° C im Juli. Das bedeutet für den spezifischen Bodenwiderstand eine Schwankungsbreite von rund 20% um den Mittelwert.

Aussagewert und Umfang der Bodenwiderstandsmessungen

Unter Berücksichtigung der erwähnten Einschränkungen sind durch Messungen des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes entlang einer Rohrtrasse recht gute Anhalte über die Aggressivität des Erdbodens gegenüber dem eisernen Rohrwerkstoff möglich. Nach dem Stand der Erkenntnisse müssen Böden mit Widerstandswerten unter $1\,000\ \Omega \cdot \text{cm}$ als sehr stark aggressiv angesehen werden. Im allgemeinen sind stark aggressiv Böden mit Werten zwischen $1\,000$ und $2\,300\ \Omega \cdot \text{cm}$ und mäßig aggressiv von $2\,300$ bis $5\,000\ \Omega \cdot \text{cm}$. Sie sind zwischen $5\,000$ und $10\,000\ \Omega \cdot \text{cm}$ schwach aggressiv und über $10\,000\ \Omega \cdot \text{cm}$ praktisch nicht mehr aggressiv [4; 7]. Es wird dabei vorausgesetzt, daß es sich um ungestörte natürliche Erdboden handelt, die nicht durch Verunreinigungen beeinträchtigt sind. Zeigt das aus mehreren Messungen bestehende Bodenwiderstandsprofil örtlich stärkere Abweichungen zum niederohmigen Bereich hin, so ist die Entnahme einer Bodenprobe für die chemische und physikalisch-chemische Untersuchung erforderlich. Dies ist auch dann anzuraten, wenn Bodenwiderstandswerte $4\,000\ \Omega \cdot \text{cm}$ gemessen werden. Aufgrund der Ergebnisse der analytischen Untersuchung kann dann entschieden werden, ob ein zusätzlicher Sonderschutz für die Leitungsteile dieses Streckenabschnittes notwendig ist oder nicht [1].

Im allgemeinen reichen für die Erstellung eines Bodenwiderstandsprofils und zu dessen Beurteilung 2 Messungen pro Kilometer der Trasse aus. Zusätzliche Messungen sind allerdings bei jedem äußerlich erkennbaren Wechsel der Bodenformation und der Geländestruktur erforderlich. Auf diese Weise kann es sein, daß in kritischen Lagen alle 100 oder sogar 50 m entlang der Rohrtrasse eine Messung erfolgen muß [1; 4].

Die Erfahrungen in der Praxis haben jedoch gezeigt, daß einige spezielle Bodenverhältnisse, dazu gehören Gipsnester und geringe Gehalte an Abfallstoffen, durch die Messung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes nicht immer erfaßt werden. Somit verbleibt eine gewisse Unsicherheit in der Beurteilung bestehen [4].

Zusammenfassung

Neben den Feststellungen zur Topografie des Geländes und der Entnahme von Bodenproben zur chemischen und physikalisch-chemischen Untersuchung im Laboratorium ist die Messung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes entlang einer Rohrtrasse das wichtigste und dazu ein leicht erhältliches Hilfsmittel zur Beurteilung der Aggressivität von Erdböden gegenüber eisernen Rohrwerkstoffen. Es wird über den Mechanismus der elektrischen Leitfähigkeit im Erdboden, über die Messungen des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes und über äußere Einflüsse auf die Meßwerte des Bodenwiderstandes berichtet. Die Aussagekraft sowie der notwendige Umfang derartiger Messungen werden erörtert.

Literatur

- [1] Baeckmann, W. von
Einflußgrößen auf den elektrischen Bodenwiderstand und seine Bedeutung für den Korrosionsschutz
GWf Gas 101 (1960) H. 49, S. 1265 — 1273
- [2] Baeckmann, W. von
Die Feldmessung des spezifischen elektrischen Bodenwiderstandes für den kathodischen Schutz von Rohrleitungen
GWf Gas 103 (1962) H. 23, S. 589 — 596
- [3] Baeckmann, W. von und W. Schwenk
Handbuch des kathodischen Korrosionsschutzes
Verlag Chemie GmbH, 1971, Weinheim/Bergstraße
- [4] Klas, H. und G. Heim
Lokalisierung von Korrosionsschäden an erdverlegten Rohrleitungen
GWf Wasser-Abwasser 98 (1957) H. 44, S. 1103 — 1106 und H. 46, S. 1149 — 1153
- [5] Scheffer, F. und P. Schachtschabel
Lehrbuch der Bodenkunde
Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 1970 (7. Auflage)
- [6] Steinrath, H.
Untersuchungsmethoden zur Beurteilung der Aggressivität von Böden
DVGW-Fachausschuß „Korrosion Rohrnetz“, Frankfurt, 1966
- [7] Merkblatt für die Beurteilung der Korrosionsgefährdung von Eisen und Stahl im Erdboden
DVGW-Arbeitsblatt GW 9 (August 1971)

Duktile Gußrohre sichern die Wasserversorgung der Küstenregion in Kenia

Von Heinz Zöllner

Der Ausbau der Wasserversorgung ist in den Entwicklungsländern ein vordringliches Problem. Dafür kommen in zunehmendem Maße auch duktile Gußrohre zum Einsatz. So wird jetzt ein Großobjekt der Wasserversorgung in Kenia mit duktilen Gußrohren aus bundesdeutscher Fertigung ausgeführt. Der Auftrag für dieses gigantische Vorhaben mit einer Gesamttonnage von rund 27 000 t für Rohre, Formstücke und Zubehör konnte nach fast einjährigen Verhandlungen im internationalen Wettbewerb gegen starke Konkurrenten nach Deutschland geholt werden. Neben dem Rohmaterial umfaßt diese Bestellung auch Pumpen und Armaturen.

Für das gesamte Objekt, dessen Bauherr das Ministry of Water Development in Nairobi ist, werden rund 188 km duktile Gußrohre mit TYTON-Steckmuffen-Verbindungen DN 100 bis DN 800 für Haupt- und Verteilerleitungen verlegt. Die Leitungslänge und die topographischen Verhältnisse erfordern, die Rohre für Betriebsdrücke bis 25 bar auszulegen. Dieses neue Leitungsnetz aus duktilen Gußrohren wird die Wasserversorgung der Hafenstadt Mombasa und der Küstenregion zwischen Mombasa und Malindi am Indischen Ozean auf Dauer sichern helfen.



Bild 1: Die Hauptleitung führt über eine Strecke von rund 110 km zur Küste

Wasser aus dem Busch

Das Wasser wird aus dem Sabaki-Fluss entnommen. Der Fluß soll bei Baricho durch einen Damm gestaut werden. Dort wird das Wasser auch später in einer entsprechenden Anlage aufbereitet und über eine Pumpstation in die Hauptleitung befördert, die über eine Länge von rund 110 km bis nach Mombasa verläuft (Bild 1). Für diese Fernlei-

tung werden rund 95 km Rohre DN 700 und DN 800 benötigt.

Von der Hauptpumpstation bei Baricho wird das Wasser in den 60 km entfernten Jaribuni-Tank auf eine Höhe von 170 m und von hier durch eine weitere Pumpstation bis zu dem neu erstellten Ribe-Tank bei km 90 auf 177 m Höhe gefördert. Vom Ribe-Tank aus läuft das Wasser in freiem Gefälle bis Mombasa. Die Fördermenge beträgt bei dem derzeitigen Ausbau 2120 m³/h = 588 l/s. Bei späterer Bedarfssteigerung ist durch den Einbau einer Zwischenpumpstation bei km 30 eine Kapazitätserhöhung auf 2820 m³/h = 783 l/s geplant. Von der Hauptleitung werden vier Stichleitungen mit einer Gesamtlänge von fast 80 km zur Versorgung der Küstenstädte abzweigen.

Entlang der Trasse herrschen im Landesinnern meist durch Eisenverbindungen rotgefärbte Böden vor. Daneben treten in der Nähe der Meeresarme sumpftartige Böden auf, die wegen der in ihnen enthaltenen organischen Bestandteile und ihres anaeroben Charakters aggressiv sind. Außerdem liegen einzelne Rohrleitungsabschnitte infolge wechselnder Wasserstände zeitweise im Grundwasser.

In den meisten Leitungsabschnitten können die duktilen Gußrohre ohne besonderen Schutz verlegt werden. Hier ist ein bituminöser Überzug in Tropenqualität ausreichend. Für die Streckenabschnitte mit aggressiven Böden und wechselndem Grundwasserstand erhalten die Rohre als zusätzlichen Schutz gegen Außenkorrosion vor dem Aufbringen des bituminösen Überzugs einen Zink-Spritzüberzug. Darüber hinaus werden die Rohre wegen der besonderen Aggressivität des Bodens noch mit PE-Schlauchfolie geschützt. Die Folie verhindert wirkungsvoll den direkten Kontakt von Rohroberfläche und Erdreich sowie den Zustrom des aggressiven Wassers zum Rohr. Durch beide Maßnahmen sind die duktilen Gußrohre zuverlässig geschützt. Die ausgezeichnete Wirkung dieses Außenschutzes wird durch langjährige Erfahrungen voll bestätigt.

Alle Rohre sind innen mit Zementmörtel ausgeschleudert. Durch diese Auskleidung bleiben die Rohre während der ganzen Betriebszeit auf der Innenoberfläche einwandfrei glatt. So werden die günstigen Werte des Reibungswiderstandes auf Dauer voll erhalten.

Durch die Savanne zur Küste

Bei Trassenbau und Leitungsverlegung stellen sich durch die klimatischen und geographischen Gegebenheiten zahlreiche Probleme. Die Arbeiten werden durch die feuchte Luft mit hohen Temperaturen erschwert. Tagsüber kann die Quecksilbersäule auf über 35°C ansteigen.

Die Luftfeuchtigkeit ist sehr hoch und beträgt in der Regenzeit, die hier von April bis Mitte Juni und von November bis Mitte Dezember dauert, über 90%. Die Nächte bringen nur geringe Abkühlung.

Vor Verlegebeginn mußten mit Traktoren und Raupenfahrzeugen eine Trasse von 25 bis 30 m durch den Busch geräumt und Straßen für den Materialtransport angelegt werden. Die Straßen sind größtenteils unbefestigt und stellen hohe Anforderungen an den Rohrtransport (Bild 2). Besonders nach Regenfällen sind sie seifig glatt und können nur mit besonderer Vorsicht befahren werden.



Bild 2: Die Rohre werden vom Zwischenlager zur Trasse befördert

Bei der Verlegung sind an vielen Stellen tiefe Geländeeinschnitte zu überwinden. Teilweise werden die Rohre hier auf Pfählen verlegt. Bei Nyali muß der Tudor-Creek, ein Meeresarm, der Mombasa vom Festland trennt, überbrückt werden. Die duktilen Gußrohre werden innerhalb der dort im Bau befindlichen Brücke verlegt. Außerdem müssen mehrere Flüsse unterquert werden. Mit ihrem extrem wechselnden Wasserführungen zwischen Nieder- und Hochwasserabfluß stellen diese Flüsse große Hindernisse dar. Sie überschwemmen mit ihren gewaltigen Wassermassen während der Regenzeit oft weite Flächen (Bild 3), in der Trockenzeit führen sie kein Wasser mehr. Die Krokodile in den Flüssen und die Schlangen im Busch — für die Touristen Attraktionen — können bei den Arbeiten gefährliche Situationen herbeiführen. Trotz dieser Behinderungen sind in einjähriger Bauzeit die Stichleitungen schon alle verlegt und die Hauptleitung bis Kilometer 90 vorangetrieben. Durchschnittlich sind pro Tag zwischen 400 und 600 m verlegt worden. Die Spitzenleistungen betragen bis zu 1000 m/Tag bei DN 800. Die Verlegearbeiten werden von einem qualifizierten Unternehmen mit einheimischen Arbeitskräften durchgeführt (Bild 4). Dabei werden moderne Verlegegeräte eingesetzt, so z.B. hydraulische Bagger für den Grabenaushub und Kettenfahrzeuge mit Seitenbaum für die Rohrverlegung (Bild 5). Die Verlegekolonnen sind zahlenmäßig stark, da der Lohnanteil an den Gesamtkosten in den Entwicklungsländern nicht annähernd die Bedeutung hat wie in den Industrieländern.

Beratung vor Ort hilft Probleme sinnvoll lösen

Objekte dieser Größenordnung erfordern technische Beratung und Kundendienstleistungen des Lieferanten.

So können auftretende Schwierigkeiten rechtzeitig erkannt und Maßnahmen zu ihrer Vermeidung oder Beseitigung vorgeschlagen werden. Der Service setzt schon bei der technischen Planung ein und erstreckt sich über die Verlegung bis zur Abnahme der Leitung. Dazu gehören Durchflußberechnungen, Druckverlustberechnungen und statische Rohrberechnungen aufgrund der vorgegebenen Leitungskennwerte (Länge, Fördermenge und Höhenunterschiede) oder Hilfe bei der Erarbeitung konstruktiver Lösungen für schwierige Leitungsabschnitte (Düker, Pfähle, Widerlager). Das geschieht in enger Zusammenarbeit mit dem planenden Ingenieurbüro. Darüber hinaus umfaßt der Service Hilfestellung und Überwachung bei den Verlegearbeiten. Ein Berater ist ständig auf der Baustelle. Da die einheimischen Arbeitskräfte zum Teil keine Fachkenntnisse in bezug auf Verlegung und Bearbeitung duktiler Gußrohre haben, werden sie von dem Berater unterwiesen und mit den zur Verfügung gestellten Verlegewerkzeugen und -vorrichtungen vertraut gemacht. Bei der Durchführung der Druckproben und dem späteren Zusammenschluß der einzelnen Teilstrecken wirkt er beratend mit. Um für die Druckproben der ersten Leitungsabschnitte sauberes Wasser verwenden zu können, mußte ein 8 m langer Graben und ein Absetzbecken von 30 m Länge und 5 m Breite gebaut werden (Bild 6). Das Flußwasser aus dem Sabaki fließt durch den mit Splitt gefüllten Graben, der den groben Schmutz abhält, in das Becken, in dem sich die Schwebe- stoffe absetzen. Von dort wird es in die Leitung gepumpt. Dieses Beispiel unterstreicht eindrucksvoll die Schwierigkeiten, die der Berater vor Ort lösen hilft.

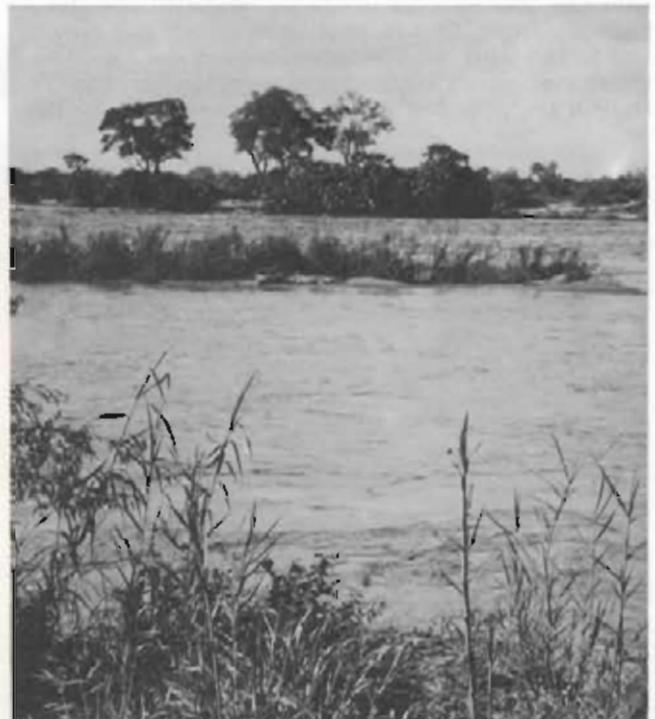


Bild 3: In der Regenzeit überschwemmen die Flüsse große Flächen

Die Bundesrepublik beteiligt sich an der Finanzierung

Für die Finanzierung derartiger Entwicklungsvorhaben stehen in den betreffenden Ländern meist nicht die not-



Bild 4: Mit Trennschleifgeräten werden die Rohre auf gewünschte Längen geschnitten

wendigen Mittel bereit. Der größte Teil der Bevölkerung hat in den Entwicklungsländern ein sehr niedriges Einkommen, das häufig kaum das Existenzminimum sichert. Die Möglichkeiten zur Aufbringung eigener Gelder sind somit begrenzt. Deshalb können viele Projekte nur dann verwirklicht werden, wenn Mittel aus dem Ausland bereitgestellt werden.

Für dieses Investitionsvorhaben kommen auch Gelder aus der Bundesrepublik Deutschland. Im Rahmen unserer staatlichen Entwicklungshilfe finanziert die Kreditanstalt für Wiederaufbau verstärkt Investitionen für die wirtschaftliche Infrastruktur. Dazu zählt auch die bessere Versorgung von Bevölkerung und Wirtschaft mit Trink- und Brauchwasser.

Mit den von der Kreditanstalt für Wiederaufbau gewährten Mitteln in Höhe von rund 38 Mio DM werden die Materiallieferungen finanziert, also Rohre, Formstücke, Zubehörmaterial, Pumpen und Armaturen. Darüber hinaus stellt die Weltbank mit 75 Mio DM einen bedeutenden



Bild 5: Zur Verlegung werden Kettenfahrzeuge mit Seilenbaum eingesetzt

Betrag für den Bau und die Verlegung der Leitungen zur Verfügung. Kreditanstalt für Wiederaufbau und Weltbank finanzieren etwa 70 % und somit den größten Teil dieses

Objektes von rund 160 Mio DM. Der von Kenia zu finanzierende Eigenanteil beträgt nur knapp 30 % und entspricht einem Betrag von rund 47 Mio DM.

Eine bemerkenswerte Infrastrukturverbesserung

Die Auswirkungen dieser umfangreichen Investitionen in der Wasserversorgung sind sehr vielschichtig. Durch den Ausbau des Versorgungsnetzes und die dadurch bedingte Erhöhung der verfügbaren Mengen an Trinkwasser kann der Lebensstandard der Bevölkerung in dieser Süd-Ost-Region Kenias entscheidend erhöht werden. Wie wichtig die Verbesserung der Lebensbedingungen ist, wird besonders deutlich, wenn man berücksichtigt, daß die Bevölkerung in Kenia mit über 3 % p.a. sehr stark wächst.

Mit den neuen Wasserleitungen können auch die insbesondere zur Hochsaison im Juni bis September und Dezember bis März von Touristen stark bevölkerten Kü-



Bild 6: Das Wasser wird durch einen Reinigungsgraben in ein Absetzbecken geleitet und dann zur Druckprobe entnommen

stenstreifen zwischen Mombasa und Malindi am Indischen Ozean ausreichend versorgt werden. Diese Küstenregion ist das größte und bedeutendste Touristengebiet in Kenia. So trägt das neue Versorgungsnetz wesentlich zur Förderung des Fremdenverkehrs bei, der einer der großen Devisenbringer für Kenia ist. Durch die hohen Deviseneinnahmen leistet der Tourismus einen entscheidenden Beitrag zur Verbesserung der kenianischen Zahlungsbilanz. Diesem Umstand kommt schon deshalb besondere Bedeutung zu, weil die Handelsbilanz in Kenia traditionell defizitär ist. Auch für das letzte Jahr zeichnet sich wegen stark rückläufiger Kaffee-Ernte, weiter fallender Kaffee-Weltmarktpreise und steigender Investitionsgüter-Einfuhren wieder ein Defizit ab.

Kenia ist heute das industriell am weitesten entwickelte Land in Ostafrika. So hat nach der Landwirtschaft auch die verarbeitende Industrie zusammen mit dem Fremdenverkehr die größte Bedeutung in der Volkswirtschaft des Landes. Mombasa, der Endpunkt der neuen Wasserleitung, ist neben Nairobi (vor allem Gebrauchsgüterindustrie) und Nakuru (Verarbeitung von landwirtschaftlichen Erzeugnissen) das dritte Zentrum der verarbeitenden Industrie. Hier sind hauptsächlich Betriebe der Grundstoffindustrie angesiedelt, wie z.B. Betriebe der Mineral-

ölverarbeitung und der Zementgewinnung. Darüber hinaus ist Mombasa der wichtigste Seehafen in Kenia. Durch ausreichende Wasserversorgung kann das Wachstum dieser Industrien erheblich gefördert werden. Wasser schafft aber auch die Voraussetzung für die Ansiedlung neuer industrieller und landwirtschaftlicher Betriebe, die die Leistung der Volkswirtschaft weiter erhöhen. Die Verlegung der Wasserleitungen aus duktilen Rohren geht zügig voran. Die ursprünglich auf 18 Monate veran-

schlagte Bauzeit kann voraussichtlich eingehalten werden, so daß dieses Versorgungsnetz wahrscheinlich noch Ende 1979/Anfang 1980 in Betrieb genommen werden kann. Damit ist dann eine weitere bedeutende wirtschaftliche Infrastrukturmaßnahme abgeschlossen, die in dieser Region Kenias den Lebensstandard der Bevölkerung verbessert, die wirtschaftliche Entwicklung von Fremdenverkehr und Industrie fördert sowie zur Schaffung zusätzlicher Arbeitsplätze und Einkommen beiträgt.



Druckstöße in Wasserversorgungsleitungen*)

Von Gerhard Nagel

Die Kenntnis der Betriebsbedingungen eines Rohrleitungssystemes ist eine Grundvoraussetzung für die Projektierung, Wirtschaftlichkeitsuntersuchung und den Betrieb von Leitungen und Rohrnetzen.

Eine nicht vernachlässigbare Randbedingung für die festigkeitsmäßige Auslegung von Rohrleitungen stellt die Druckstoßbelastung dar. Aus der Addition des Druckzustandes der statischen Druckhöhe mit dem größten gleichgerichteten Druckstoß ergibt sich der höchste Innendruck, welcher die Rohrwand einer Leitung beim Flüssigkeitstransport standhalten muß. Diese Belastung wird damit zur druckbezogenen Bemessungsgrundlage.

Druckschwankungen in Rohrleitungen sind zwangsläufige Begleiterscheinungen des Rohrleitungsbetriebes als Folge von Durchflußänderungen. Im offenen Gerinne zeigen sich die Auswirkungen von Geschwindigkeitsänderungen des fließenden Mediums als Schwall und Sunk. Wird eine Flüssigkeit in einer geschlossenen und vollkommen gefüllten Rohrleitung zu derartigen Strömungsänderungen veranlaßt, so bewirkt die verhinderte Schwall- und Sunkbildung entsprechende Druckschwankungen. Die Druckänderungen durchlaufen die Leitung als Druckwellen mit hoher Geschwindigkeit, die mit der Fließgeschwindigkeit des Mediums und dem statischen Druckzustand in keinem unmittelbaren Zusammenhang steht.

Die Ursache der Strömungsänderung in der Rohrleitung mit vorübergehend instationärem Zustand kann das Zu- und Abschalten von Pumpen sowie die Betätigung von Absperr- oder Drosselorganen sein. Führt eine verursachte Störung zur Zustandsänderung, so entsteht gegenüber dem Nachbarquerschnitt eine Druckzustandsdifferenz, welche sich von Querschnitt zu Querschnitt wiederholt. Ihre Fortpflanzungsrichtung ist von den Freiheitsgraden abhängig und kann sowohl in einer als auch in beide Richtungen verlaufen.

Druckanstieg oder -abfall und die Durchflußänderung stehen in einem festen Zusammenhang, der dargestellt werden kann durch die JOUKOWSKY-Formel [1]

$$\pm \Delta p = \frac{a}{g} \cdot \Delta c \quad (\text{m F.L.S.})$$

Darin ist a die Druckstoßausbreitungs- oder Fortpflanzungsgeschwindigkeit und g die Gravitationskonstante, während das Ergebnis $\pm \Delta p$ den als JOUKOWSKY-Stoß bezeichneten zusätzlichen Druckanstieg oder -abfall als Folge der Geschwindigkeitsänderung $\Delta c = c_1 - c_2$ inner-

halb der Reflektions- oder 2-fachen Druckwellenlaufzeit einer Leitung aufweist. c_1 ist der Strömungsgeschwindigkeitszustand bei Beginn, c_2 am Ende der Druckwellenlaufzeit t_L .

Nach ALLIEVI [2] läßt sich die Druckstoßfortpflanzungsgeschwindigkeit a für Wasser nach Eliminierung der Querkontraktionseinflüsse in vereinfachter Form mit den Werten g , E_F , s , D und E_R ermitteln. Im völlig starren Rohr entsprechend $E_R = \infty$ würde a den Höchstwert von 1425 m/s erreichen, welcher der Schallgeschwindigkeit im Wasser entspricht. Für die Praxis wird

$$a = \sqrt{g \cdot \left(\frac{1}{E_F} + \frac{D}{s} \cdot \frac{1}{E_R} \right)} \quad (\text{m/s})$$

Für in der Wasserwirtschaft verwendete metallische Rohrleitungen üblicher Beschaffenheit und Druckbereiche ergeben sich bei der Fortleitung von Wasser tatsächliche Druckstoßfortpflanzungsgeschwindigkeiten in der Größenordnung um 1000 m/s bei einem Streubereich von rd. $\pm 20\%$ je nach Materialart, Durchmesser und Wandstärke.

Durch die Verwendung von duktilem Gußeisen anstelle von Grauguß haben sich die a -Werte für Guß- und Stahlleitungen fast vollkommen angeglichen. Wegen der größeren Wandstärke von vorgespannten Stahlbetonleitungen weichen die a -Werte dieser Leitungsart, trotz einem für die Stahlbetonleitung in einer Zehnerpotenz unterschiedlichen E-Modul, von Stahl und Guß ebenfalls nur unwesentlich ab, während die Werte für AZ-Leitungen im unteren Bereich der angeführten 20%-Streuung liegen. Der Einfluß der Zementmörtelauskleidung auf den Druckstoßverlauf fällt nach den vorliegenden Erfahrungen [3] nicht ins Gewicht.

Für Kunststoffleitungen lassen sich wegen der erheblichen E-Modul-Unterschiede für die verwendeten Grundmaterialien keine verbindlichen Angaben machen, jedoch sind die Druckstoßfortpflanzungsgeschwindigkeiten wegen der größeren Elastizität des Rohrmaterials im Bereich zwischen 200 und 400 m/s zu suchen.

Unter Reflexionszeit t_L einer Leitung ist die Zeitspanne zu verstehen, die eine Druckzustandsänderung in Form einer Druckwelle benötigt, um vom Ausgangspunkt der Zustandsänderung zum Leitungsende oder einem anderen Reflexionspunkt und von dort wieder zurück zur Ausgangsstelle zu gelangen. Sie berechnet sich aus der 2-fachen Leitungslänge L und der Druckstoßfortpflanzungsgeschwindigkeit a zu

$$t_L = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (\text{s})$$

*) Vortrag während des Rohrleitungsseminars „Duktile Gußrohre“ am 16. März 1978 an der Fachhochschule Karlsruhe

Aus dieser Feststellung läßt sich in bezug auf den JOURNAL-STOß ableiten, daß die in Fernleitungen üblichen Geschwindigkeiten von 1 bis 2 m/s bereits zu Druckschwankungen in der Größenordnung von 100 bis 200 m WS führen, wenn sich die Fließgeschwindigkeit c innerhalb der Leitungsschwingungszeit t_L nach 0 ändert oder umgekehrt. Allerdings wird der volle Öffnungs- und Anfahrstoß bei der Beschleunigung der Flüssigkeit, z.B. bei Pumpenanlauf oder Falleitungsabschluß, wegen der Massenträgheits- und Leitungseinflüsse allgemein nicht erreicht.

Druckstöße gefährden Rohrleitungen in der Weise, daß die Summe aus statischem Druck dem gleichgerichteten positiven Druckstoß den zulässigen Innendruck überschreitet. Andererseits kann der negative Druckstoß, auf den oder die ungünstigsten Punkte bezogen, größer werden als die dort vorhandene statische Druckhöhe. Wird an einem oder mehreren solcher Punkte der Verdampfungsdruck in der negativen Druckwelle unterschritten, so kann es zum Abreißen der Flüssigkeitssäule im Rohr und zur Entstehung von Eigenschwingungssystemen kommen. Ferner besteht für die Rohrleitung unter ungünstigen Verhältnissen eine Einbeulgefährdung. Der negative Druckstoß darf deshalb nicht so groß werden, daß die Druckverlaufslinie in den gefährdeten Leitungsbereichen zu höherem Vakuum als 6 bis 7 m WS führt, da das Wiederauffüllen von Kavitationsräumen neue Druckstoßprobleme verursachen kann. Die größte Druckschwankung ergibt sich in Fördersystemen meist bei totalem Pumpenausfall. Selten und auch dann nur bei sehr kurzen Leitungen mit niedrigen Druckhöhen des Fördersystems reicht das konstruktionsbedingte Schwungmoment GD^2 der rotierenden Maschinen allein aus, um durch genügend lange Nachförderung in die negative Druckwelle einen unzutraglichen Druckabfall zu verhindern.

Welche erheblichen Druckschwankungen an einer mit Unterwasserpumpen ausgerüsteten Brunnensteigleitung DN 300 von 240 m Länge auftreten können, gibt Bild 1 für 2 Betriebspunkte wieder. Hierbei ist der druckstoßdämpfende Schwungmomenteneinfluß über das QH-Verhalten beim Pumpenauslauf voll berücksichtigt, sonst würde die negative Druckstoßgerade bereits bei 1,5 m/s Fließgeschwindigkeit den Druck $H = 0$ unterschreiten. Das Abreißen der Flüssigkeitssäule und die wahrscheinliche Bruchstelle der Leitung wären vorkalkulierbar.

Zur überschlägigen Bestimmung, ob die Schwungmassen der rotierenden Maschinenteile durch Nachspeisung in die Unterdruckwelle nach Pumpenausfall eine wirksame und auch ausreichende Druckstoßdämpfung herbeiführen können, läßt sich das Näherungsverfahren über das Trägheitsmoment

$$J = \frac{GD^2}{4g}$$

die Winkelgeschwindigkeit

$$\omega = \frac{2\pi \cdot n}{60}$$

und die sich hieraus ergebende Nachförderenergie

$$E_{\text{vorh.}} = \frac{J \cdot \omega^2}{2}$$

durch Vergleich mit dem Energiebedarf

$$E_{\text{erf.}} = \frac{Q \cdot H}{\eta \cdot 4}$$

anwenden. Es ist hierbei mit für die Überschlagsrechnung ausreichender Genauigkeit linearer Q- und H-Abfall nach 0 während der Auslaufzeit angenommen.

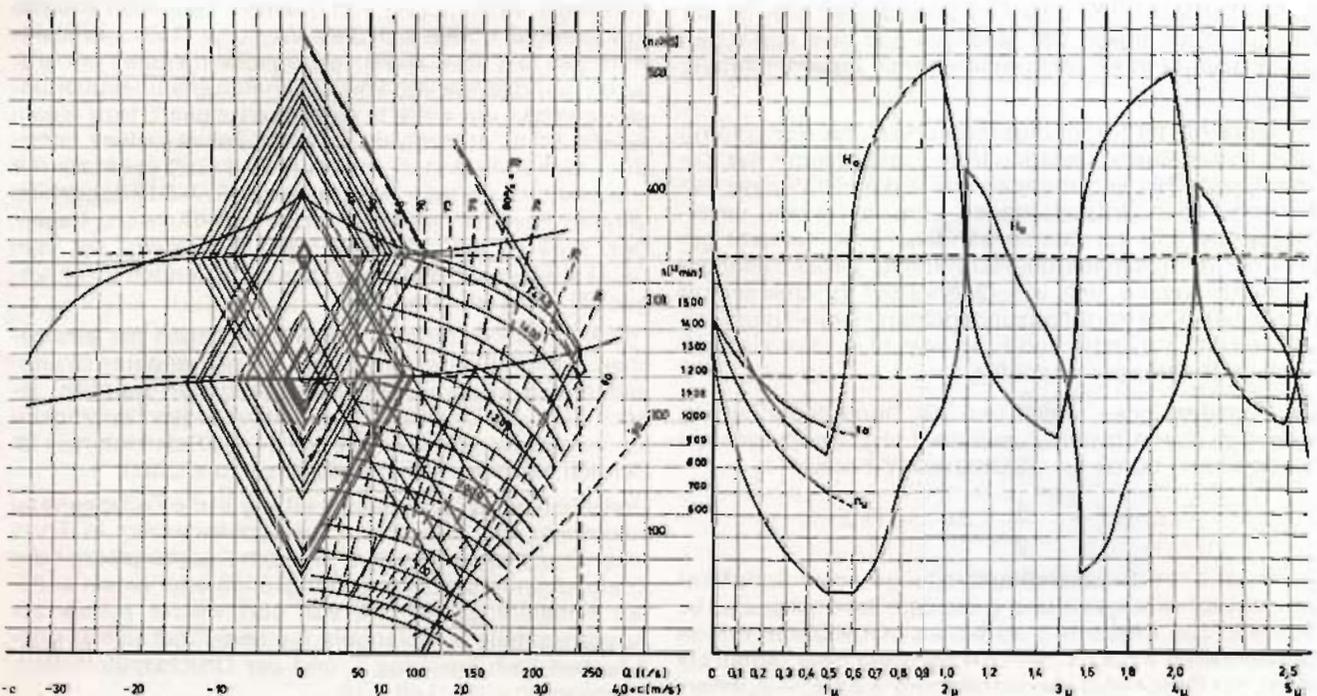


Bild 1: Druckverlauf beim Pumpenausfall ohne Dämpfungsmaßnahmen unter Berücksichtigung des Pumpenauslaufes.

$$n \frac{dn}{dt} = \frac{3578000}{GD^2} \cdot \frac{Q \cdot H}{\eta}$$

Die effektive Nachförderzeit

$$t_N = \frac{E_{\text{vorh}}}{E_{\text{ert}}}$$

wird erfahrungsgemäß nur dann zu einer ausreichenden Druckstoßdämpfung führen, wenn

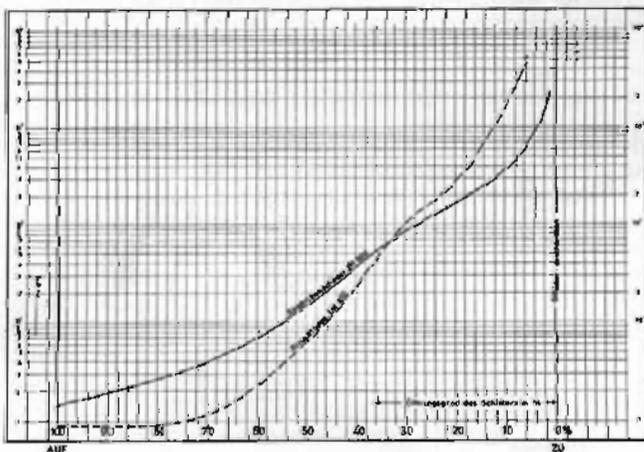
$$t_N \geq 10 \cdot t_L$$

wird. In diesem Falle lohnt sich dann die exakte Nachrechnung des Pumpenauslaufes im Iterationsverfahren über

$$n \cdot \frac{dn}{dt} = \frac{3\,578\,000}{GD^2} \cdot \frac{QH}{\eta}$$

Q, H und η sind nach der für Kreiselpumpen bekannten Gesetzmäßigkeit in Abhängigkeit der jeweils zugehörigen Drehzahl n zu bestimmen. Die Hüllkurve der ermittelten Einzelgeraden für $n \cdot \frac{dn}{dt}$ ergibt dann den zeitbezogenen Drehzahlverlauf und folgend den Druckverlauf.

Das Schließ- und Öffnungsverhalten von Absperr- und Drosselorganen kann bei genügend langen Leitungen ebenfalls zu unzutraglichen Druckschwankungen führen. Der Schließ- bzw. Öffnungsweg von Schiebern und Klappen ist meist nur ein Bruchteil des Gesamtweges.



Widerstandswert ξ in Abhängigkeit der Schließeröffnung
 — Ringkolbenschieber DN 600
 - - - Ringklappe DN 400

Bild 2: Schließverhalten von Absperrorganen

Bild 2 gibt die für das Schließ- und Öffnungsverhalten charakteristischen Zeta-Werte eines Ringkolbenschiebers DN 600 und einer Ringklappe DN 400 wieder. Die Zeta-Werte sind logarithmisch, der Schließweg bzw. die Schließzeit linear dargestellt. Entsprechend zeigt Bild 3 ein Beispiel für die gesamtschließwegbezogene Zeitabhängigkeit des Abschlußvorganges auf Q. Der wirksame Schließbereich liegt danach im dargestellten Fall zwischen 70 und 95 %, beträgt somit nur 25 % oder 1/4 des Gesamtschließweges. Diese Aussage gilt jedoch nur für das Abschlußorgan ohne Betrachtung der Leitung. Wird die Leitung in die Funktion einbezogen, ergibt sich in Abhängigkeit von L und a ein günstigeres Bild. Die Rohrleitlinie wirkt dämpfend und die wirksame Einflußzeit auf die Durchflußmengen- und damit Geschwindigkeitsveränderung wird vergrößert.

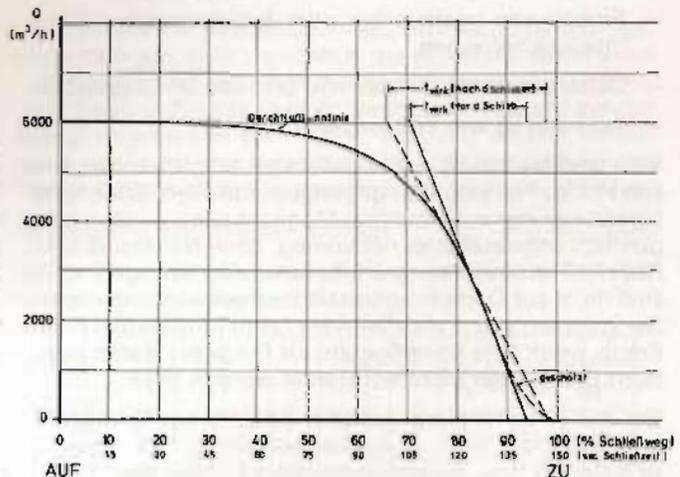


Bild 3: Zeitabhängigkeit des Abschlußvorganges auf Q

Beim Vergleich verschiedener Armaturengrößen in einer bestimmten Leitung zeigt sich, daß in bezug auf den Abschluß- und Öffnungsvorgang die Wahl kleinerer Dimensionen der Absperrorgane für die Druckstoßausbildung von Vorteil sein kann. Der für die Vergünstigung des Abschlußverhaltens höhere Druckverlust muß in wirtschaftlich vertretbaren Grenzen bleiben.

Eine näherungsweise Vorausbestimmung der Gesamtschließzeit ist über die vereinfachte Formel [4]

$$T_{\text{Sges}} = \sqrt{1 + \frac{\Delta p}{H} \cdot \frac{2 \cdot L \cdot c_0}{g \cdot p}} \cdot k$$

möglich. Hierin gibt Δp den zuträglichen Druckstoß, c_0 die Fließgeschwindigkeit, L die Leitungslänge, H die statische Druckhöhe und k den Armaturenbewert in Abhängigkeit von $\sqrt{\frac{H}{c_0}}$ und dem Verhältnis von Gesamtschließweg zum wirksamen Schließweg wieder. Δp muß für diese Berechnungsart kleiner H sein und soll auch den Wert $25 \cdot c_0$ nicht überschreiten.

Führen Druckstoßvorgänge zu unzulässig hoher Innendruckbelastung der Rohrleitung oder zum Abreißen der Flüssigkeitssäule im Leitungssystem, so sind Maßnahmen zur Druckstoßdämpfung zu treffen.

Als solche kommen in Frage:

- Vergrößerung des Schwungmomentes zur Erzielung längerer Nachförderzeit bei Pumpenausfall
- Anordnung von Beipableitungen für Nachsaugung oder zur Rückströmung durch Pumpen
- Verlängerung der Schließ- u. Öffnungszeiten von Absperrarmaturen
- Leitungsunterbrechung durch Wasserschloß oder Behälter
- Anbringung von Standrohren oder Be- und Entlüftungseinrichtungen an Leitungshochpunkten
- Installation eines Nebenauslasses zur Verzögerung der Geschwindigkeitsänderung
- Einschaltung von Rückflußverhinderern für eine Leitungsaufteilung in Teilstrecken zur Verringerung des Rückschwingens

- Einbau von gesteuerten oder federbelasteten Überdrucksicherungen
- Sollbruchstellen-Einbau in Form von Berstscheiben
- Anordnung von Windkesseln.

Vor- und Nachteile der angeführten Möglichkeiten sind von Fall zu Fall einander gegenüberzustellen. Auch Kombinationen der aufgezählten Möglichkeiten werden gelegentlich angewandt, ja notwendig, denn Nebenauslässe, Rückflußverhinderer und Überdrucksicherungen allein sind nicht zur Dämpfung von Unterdruckwellen geeignet. Sie kommen somit als alleiniges Dämpfungsorgan nur in Frage, wenn eine Abreißgefahr als Folge der ersten negativen Druckwelle nicht befürchtet werden muß.

Bei der Entscheidung, welcher Lösung zur Druckstoßminderung der Vorzug gegeben werden soll, sind mehrere Kriterien bzw. Randbedingungen zu beachten.

Unter Randbedingungen für die Ausbildung, den Verlauf und das Abklingen von Druckschwankungen werden die Möglichkeiten verstanden, die aktiv oder passiv auf den Strömungsablauf Einfluß nehmen. Beispiele sind die Rohrkenlinie als Aussage über das Fließverhalten, Durchmesser- und Rohrmaterialwechsel, Abzweigungen und Zuspelungen an Verzweigungen oder Knotenpunkten, aber auch Pumpen, Absperrorgane und Rückflußverhinderer, ferner Windkessel, Wasserschloß und Standrohre, Ansprechen von Bersteinrichtungen, Teilreflektionspunkte u.v.a.m. Auch das Abreißen der Wassersäule bei Unterschreitung des Verdampfungsdruckes, ebenso

Luftblasen in schlecht entlüfteten Leitungen und Inkrustationszustände, ja selbst Rohrbrüche, können zur Randbedingung werden.

Übliche Lösungsverfahren für die Berechnung von Druckschwankungen und zum Nachweis der Wirkung von Dämpfungsmaßnahmen beruhen auf der Basis analytischer Methoden oder der schrittweisen Integration oder rechn.-grafischer Ermittlungen bzw. deren Kombinationen. Wenn die Anlagedaten von vornherein nicht festliegen oder der extremste Betriebsablauf nicht ohne weiteres erkennbar ist, müssen zunächst durch Näherungsverfahren und Überschlagsrechnungen brauchbare Grundlagen gewonnen werden. Dann sind in der Regel Einzelrechnungen anzustellen, welche die getroffenen Annahmen als richtig oder unzureichend ausweisen.

Ein weiteres Anwendungsgebiet bei der Durchführung von Druckstoßuntersuchungen bietet das rechn.-grafische Verfahren nach SCHNYDER [5] und BERGERON [6]. Es führt auch bei den kompliziertesten Fällen, die auf analytischem Wege nur äußerst umständlich zu lösen sind, verhältnismäßig rasch und sicher zum brauchbaren Ergebnis. Das Verfahren erlaubt gleichzeitig auf einfache Weise, die zum Druckstoßabbau beitragenden Reibungsverluste der Leitung zu berücksichtigen. Die iterative Arbeitsweise des Verfahrens führt allerdings oft zu einem verhältnismäßig hohen Zeit- und Rechenaufwand [7].

Weiter hat man sich bemüht, teils auf Meßergebnissen teils theoretischen Überlegungen basierende Nomogramme aufzustellen, aus welchen die Daten der Siche-

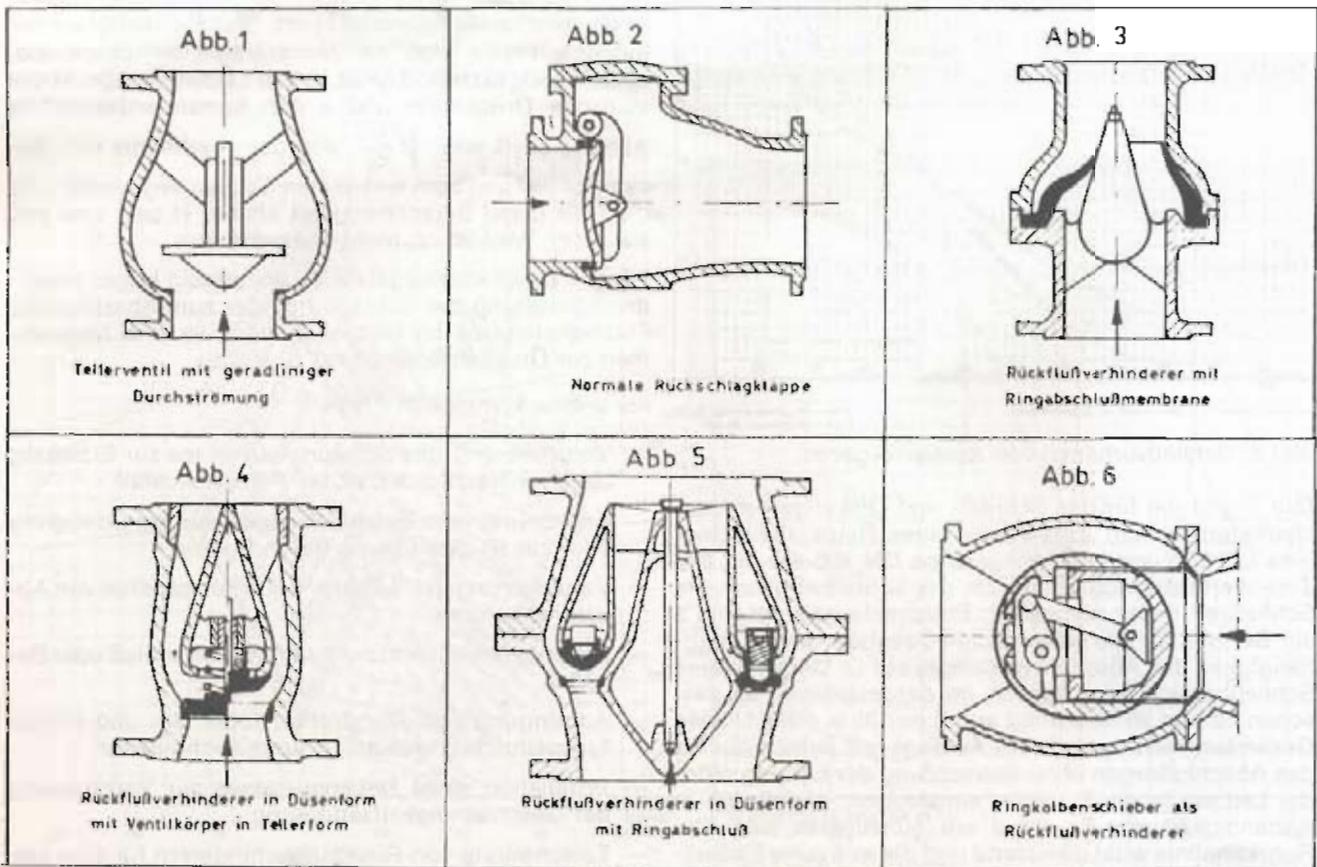


Bild 4: Bauarten von Rückflußverhinderern

Druckstoßdämpfungs-einrichtungen als Funktion vorgegebener Anlagenparameter hervorgehen. Sie erfordern jedoch in jedem Falle die Bestätigung oder Verbesserung durch die rechn.-grafische Methode [8].

Mit den heutigen Mitteln von Prozeßrechnern und deren Peripherieeinrichtungen ist es auch möglich, unter beliebigen Varianten der Betriebs- und Randbedingungen ein affines Bild der Druckstoßabläufe auf dem Bildschirm aufzuzeichnen und die wichtigsten Werte maschinell grafisch festzuhalten [9]. Die Komplexität der heute gebauten Rohrleitungssysteme und die für jedes neue Pro-

Der Einsatz von Windkesseln als Druckstoßdämpfungs-einrichtungen stellt zweifellos die sicherste, wenn auch nicht billige Methode zur Unschädlichmachung gefährlicher Druckstöße dar. Ihre Anwendbarkeit beruht auf der Komprimierbarkeit von Gasen, während Wasser im Bereich der in der Wasserversorgung üblichen Drücke und Temperaturen als nicht zusammenpreßbar gilt. Die Kompressibilität von Wasser beträgt $\frac{1}{44 \text{ Mill.}}$ pro bar. Dies entspricht einer Volumenänderung von $0,02 \text{ cm}^3/\text{m}^3 + \text{bar}$ und ist praktisch vernachlässigbar.

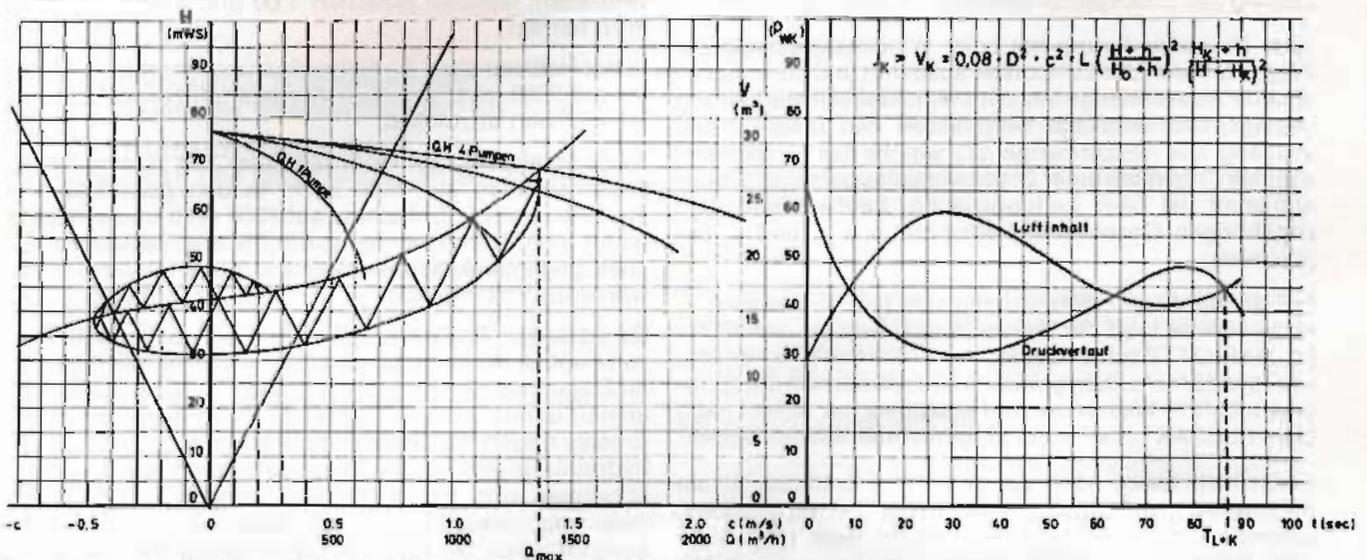


Bild 5: Druckverlauf und Luftinhalt beim Einsatz von Windkesseln.

jekt neuartigen Verhältnisse stellen allerdings an die Anpassungsfähigkeit des Rechenprogrammes, an deren Operator und die Leistung des Computers hohe Ansprüche. Es ist deshalb von Fall zu Fall eine Entscheidung notwendig, welcher Weg zur Lösung der Druckstoßprobleme gegangen werden soll. Grundsätzlich ist zu empfehlen, möglichst oft die theoretischen Ermittlungen durch Messungen an ausgeführten Dämpfungseinrichtungen zu vergleichen. Gerade anhand von Meßbeispielen konnte immer wieder belegt werden, daß der Einbau von Stoßdämpfern, Durchflußkonstanthaltern und Strömungsdrosselgeräten nur bei relativ kleinen Leitungen zum Teilerfolg führt, jedoch bei größeren Fernleitungen wegen der physikalisch bedingten Größe des Dämpfungsvolumens praktisch unmöglich wird [10].

Besondere Aufmerksamkeit ist der Anwendung von rückflußverhindernden Armaturen zu widmen. Bild 4 zeigt eine Palette der auf dem Markt befindlichen Armaturenarten. Leitungen mit kurzer Reflexionszeit sollten nicht mit langsam schließenden oder gewichtsbelasteten Klappen ausgerüstet werden. Das frühe Auftreten der positiven Druckstoßwelle kann zum Zuschlagen der wegen Trägheit noch teilweise geöffneten Klappe führen. Bei flächenhafter Ausbildung des Schließteiles ergibt dieser Vorgang einen harten Klappenschlag und wird unter ungünstigen Umständen durch das Zusammentreffen von Gegenströmung und Komprimieren des Wassers auf der Zulaufseite Leitungs- und Pumpenschäden verursachen. Mit Bauarten wie beispielsweise Düsenrückflußverhinderer mit Federvorspannung lassen sich derartige Schwierigkeiten vermeiden. Durch Federänderungen sind nachträglich Schließzeitvariationen möglich [11].

Windkessel erlauben kurze Abschlußzeiten und können beim Pumpenausfall durch Nachspeisen in die Unterdruckwelle sowohl das Abreißen der Flüssigkeitssäule verhindern als auch den positiven Druckstoß durch Flüssigkeitsaufnahme dämpfen. Abreißbedingte Bildung von Eigenschwingungssystemen sind oft die Ursache, warum an manchen Fernleitungen immer wieder an der gleichen Stelle Rohrbrüche auftreten.

Zum Schutze von Pumpendruckleitungen wird ein Windkesselvolumen unmittelbar bei den Pumpen installiert. Für die Funktion von Druckstoßdämpfungseinrichtungen ist es wichtig, daß die Dämpfungsmaßnahme möglichst nahe am Entstehungsort des Druckstoßes angeordnet wird. Die Bodeneinführung der Anschlußleitungen an den Kesseln dient dem symmetrischen Wasserein- und -austritt. Dadurch werden Turbulenz, Kolkbildung und Luftverluste in tragbaren Grenzen gehalten.

Auf der Pumpenseite ist das Leitungssystem durch Rückflußverhinderer gegen Rück- und Leerlaufen zu sichern. Auf die erwähnten kurzen Schließzeiten der Rückflußverhinderer in den Pumpendruckleitungen ist beim Windkesselseinsatz besonders zu achten.

Für die Dimensionierung von Druckstoßwindkesseln gibt eine Faustregel an, daß der Windkesselinhalt 1 bis 2 % des Leitungsvolumens betragen soll. Tatsächlich sollte ein derart wichtiges Fernleitungsproblem durch exaktere Untersuchungen belegt werden. Die Methoden, Druckstöße auf rechnerischem oder grafischem Wege zu ermitteln oder sich des Rechnereinsatzes zu bedienen, sind bereits erwähnt worden.

Bild 5 gibt das Ergebnis einer Druckstoßuntersuchung und den zeitlichen Druckverlauf beim Windkessel Einsatz wieder. Die Vorausbestimmung des erforderlichen Windkesselvolumens erfolgte nach GANDENBERGER [12], zum Nachweis des sich für das ermittelte Volumen einstellenden Druckverlaufes wurde das rechnerisch-grafische Verfahren nach SCHNYDER-BERGERON angewandt. Diese auch als Sägediagramm-Verfahren bekannte Berechnungsart berücksichtigt die realen Leitungskennwerte und Druckverhältnisse, welche die Druckstoßvorgänge beeinflussen und führt zu einer wirtschaftlichen Lösung der Druckstoßprobleme.

Jede Druckminderung hat beim Windkessel Einsatz zur Folge, daß sich das Luftpolster ausdehnt und die entsprechende Wassermenge aus dem Windkessel in die Leitung gelangt. Druckanstiege veranlassen den umgekehrten Vorgang. Die Wassermenge ΔQ , welche das Windkesselvolumen innerhalb einer Druckwellenlaufzeit abgibt oder aufnimmt, ist über Leitungsfläche, Laufzeit und dem zugehörigen Geschwindigkeitsmittel aus c_1 und c_2 bestimmbar.

Bei genügendem Wärmeaustausch Luft — Wasser — Kesselwände folgt die Luftvolumenänderung dem BOYLE-MARIOTTE'schen Gesetz der Isotherme $p \cdot v = \text{const.}$, während für sehr klein gewählte Kesselvolumen mit spontanem Luft — Wasserwechsel adiabatischer Ablauf nach GAY-LUSSAK $p \cdot v^\gamma = \text{const.}$ gerechnet werden sollte.

Schließlich bleibt noch auf den vielverbreiteten Irrtum hinzuweisen, daß Leitungen mit hohen Betriebsdrücken besonders druckstoßgefährdet seien. Dies trifft nicht oder zumindest nur mit weitgehenden Einschränkungen zu; denn gerade Leitungen mit geringem Druck sind anfällig, beim negativen Druckstoß abzureißen und die gefährlichen Eigenschwingungssysteme zu bilden. Ein typisches Beispiel ist die lange Brunnensammelleitung als Rohwasserleitung zur Aufbereitungsanlage, zumal man sich bei solchen Leitungen zur Erhaltung eines Selbstspülungseffektes gegen Verschlämzung und Inkrustation meist höherer Fließgeschwindigkeiten bedient. Hier kann die Nachsaugeneinrichtung oder für tief liegende Wasserspiegel mit U.-Pumpeneinsatz der liegende Windkessel am Leitungsende Abhilfe leisten. Die Schachteinbindung einer erdüberdeckten Kesselanlage muß begehbar ausgebildet und zur Aufnahme der Kontrolleinrichtungen geeignet sein. Bei Ausfällungsproblemen in derartigen Kesseln durch den großflächigen Kontakt Wasser — Luft kann je nach Rohwasserbeschaffenheit die Verwendung von Stickstoff anstelle von Luft als Gaspolster abhelfen.

Noch einige Anmerkungen zu Druckschwankungsvorgängen in Verteilungsnetzen:

Es ist als glücklicher Umstand zu werten, daß Versorgungsnetze im Gegensatz zu Fernleitungen stark druckstoßdämpfend wirken. Sonst wäre nicht erklärlich, daß Netzleitungen extreme Verbrauchsschwankungen bis zur spontanen Fließrichtungsumkehr verhältnismäßig schadlos verkraften. Auch auf die Sünden bei gutgemeinten, aber fehlerhaft vorgenommenen Leitungsspülungen soll in diesem Zusammenhang hingewiesen werden. Ferner kann die unsachgemäße oder überstürzte Füllung von Leitungen zu gefährlichen Leitungsbelastungen führen.

Wie schnell sich heute Verbrauchsspitzen und Minimal-

entnahme abwechseln können, ist anhand eines analysierten Betriebsablaufes erkennbar.

Anläßlich der Fußball-Weltmeisterschaft im Sommer 1974 fand an einem sehr heißen Samstagnachmittag das Spiel Deutschland — Jugoslawien statt. Tageszeit- und witterungsbedingt wäre an diesem Nachmittag ein Verbrauch im Karlsruher Versorgungsnetz in der Größenordnung von 8000 m³/h zu erwarten gewesen.

Nach Spielbeginn lag der wirkliche Verbrauch bei 1400 m³/h. Er entsprach damit nahezu dem geringsten Nachtverbrauch, welcher zwischen 1.00 und 4.00 h ca. 1100 m³/h beträgt.

In der Halbzeit stieg die Netzentnahme innerhalb 2 Minuten auf 2900 m³/h, um nach Wiederanpfliff erneut auf den Minimalwert abzufallen.

Nach Spielende kam es in kürzester Zeit zu einem Verbrauchsanstieg auf 4500 m³/h. In den Abendstunden steigerte sich die Entnahme auf 7300 m³/h und erreichte damit eine Stundenspitze von 8,7 % des Tagesverbrauches gegenüber normalerweise 6 bis 7 %. Versäumtes wurde also nachgeholt.

Da derartige Erscheinungen nicht den Seltenheitswert von Fußball-Weltmeisterschaften haben, sondern gerade im Zusammenhang mit dem Fernsehen, wenn auch nicht immer derart extrem, auftreten, muß man sich allen Ernstes fragen, ob der maximale Stundenbedarf — netzhydraulisch und auf die Zuspenseleistung aus den Wasserwerken und Hochbehältern bezogen — überhaupt noch ein charakteristisches Indiz für Wasserversorgungsanlagen darstellt oder ob in dieser Hinsicht nicht neue Überlegungen angestellt werden müssen. Allein eine Umstellung der zeitbezogenen Mengenbezeichnung vom m³/h auf den ins dekadische Rechensystem passenden m³/s bzw. l/s wäre ein Beitrag, die Augenblicksmengen begriffsmäßig besser zu erfassen und gleichzeitig ein Schritt zur internationalen Vereinheitlichung der Maßsysteme.

Die Verpflichtung zur druck- und mengenmäßigen Sicherstellung des Wasserbedarfes verdient ein Nachdenken, bevor uns unsere Versorgungsnetze infolge Überlastung der Wasserversorgungsanlagen oder Überforderung des Wartepersonals doch noch Druckschwankungsprobleme aufbürden. Sie wären sicher schwieriger in den Griff zu bekommen als überschaubare Fernleitungen.

Literatur

- [1] JOUKOWSKY, N.
„Über den hydraulischen Stoß in Wasserleitungen“
Memoires de l'Academie Impériale des Sciences de
Petersbourg 1900, Bd. IX Nr. 5
- [2] ALLIEVI, L.
„Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen“
Deutsche Ausgabe von R. Dubs und V. Bataillard,
Berlin 1909
Théorie du coup de bélier, traduit par D. Gaden,
Paris 1921

- [3] KOTTMANN, A.
„Großrohre als Verbundkonstruktion aus metallischem Mantel und Zementmörtelausschleuderung“
GWf-Wasser/Abwasser Jahrg. 111 (1970) Heft 4
- [4] NIEDERLE, J.
„Vereinfachte Darstellung zur Berechnung der Schließzeit von Armaturen im Hinblick auf die Druckstoßentwicklung“
B+R-Techn. Mitt. 69/70, S. 61 — 66
- [5] SCHNYDER, O.
„Über Druckstöße in Rohrleitungen“
Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1932, S. 49
„Rohrbruchsicherheitsanlagen“
Wasserkraft und Wasserwirtschaft Bd. 34 (1939) S. 230 — 238
„Druckstöße in Rohrleitungen“
Nr. 3/4 der Mitt. der v. Roll'schen Eisenwerke Gerlafingen 1944
- [6] BERGERON, L.
„Etude des coups de bélier dans les conduites“
Techn. mod. Jan./Febr. 1936
- [7] THIELEN, H.
„Druckstoßerscheinungen in Rohrleitungen und ihre Berechnung“
Chemie-Ingenieur-Technik, 43. Jahrg. 1971 Nr. 17, S. 993
- [8] HANDWERKER, Th.
„Druckschwankungssicherungen für Pumpenleitungen“
Chemie-Ingenieur-Technik, 43. Jahrg. 1971 Nr. 17, S. 994
- [9] SCHUBERT, J.
„Druckwindkessel- und Wasserschloßberechnung mit dem Analogrechner“
Rohre-Rohrleitungsbau-Rohrleitungstransport 9. Jahrg. 1970, H. 5, S. 280 — 286
- [10] JANSEN, J.
„Mögliche Maßnahmen zur Verminderung oder Vermeidung von Druckstößen in Rohrleitungssystemen“
Chemie-Ingenieur-Technik, 43. Jahrg. 1971 Nr. 17, S. 995
- [11] NAGEL, G.
„Die Auswirkungen von Druckstößen in Wasserleitungen und deren Beseitigung bei mittleren und kleinen Anlagen“
GWf 98 Jahrg. Heft 6 1957
- [12] GANDENBERGER, W.
„Druckschwankungen in Wasserversorgungsleitungen“
Oldenbourg-Verlag München 1950
„Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen“
Oldenbourg-Verlag München 1957

Aus der Reihe:

„fgr Informationen für das Gas- und Wasserfach“

sind die Hefte 1 bis 5 und 7 bis 9 vergriffen. Die übrigen Ausgaben stellen wir Ihnen bei Bedarf gerne noch zur Verfügung. Bitte, benutzen Sie den nachstehenden Bestellschein.

Bestellschein

Bitte übersenden Sie mir kostenlos folgende Ausgaben der fgr Informationen

Heft 6:

Heft 10:

Heft 11:

Heft 12:

Heft 13:

Heft 14:

Gewünschtes bitte ankreuzen.

Name: _____

Anschrift: _____

Falls sich Ihre Anschrift ändert oder schon geändert hat, geben Sie uns bitte Ihre neue Anschrift bekannt:

Name: _____

Bisherige Anschrift: _____

Neue Anschrift: _____

Unsere Anschrift:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre · Konrad-Adenauer-Ufer 33, 5 Köln 1

Aus der Reihe:

„fgr Informationen für das Gas- und Wasserfach“

sind die Hefte 1 bis 5 und 7 bis 9 vergriffen. Die übrigen Ausgaben stellen wir Ihnen bei Bedarf gerne noch zur Verfügung. Bitte, benutzen Sie den nachstehenden Bestellschein.

Bestellschein

Bitte übersenden Sie mir kostenlos folgende Ausgaben der fgr Informationen

Heft 6:

Heft 10:

Heft 11:

Heft 12:

Heft 13:

Heft 14:

Gewünschtes bitte ankreuzen.

Name: _____

Anschrift: _____

Falls sich Ihre Anschrift ändert oder schon geändert hat, geben Sie uns bitte Ihre neue Anschrift bekannt:

Name: _____

Bisherige Anschrift: _____

Neue Anschrift: _____

Unsere Anschrift:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre · Konrad-Adenauer-Ufer 33, 5 Köln 1

