

FGR (21)

GUSSROHR-TECHNIK



Informationen
für das Gas- und Wasserfach

INHALT

Die neue Wasserversorgung der Stadt Traunstein Dipl.-Ing. Wilhelm Salisko Ing. (grad.) Richard Dietersberger	Seite 4
Neue Technologie der Trinkwasseraufbereitung Dipl.-Ing. Fritz Bergmann Dipl.-Ing. Reinhold Schneegans	Seite 10
Main-Düker aus duktilen Gußrohren DN 400 und DN 600 Dipl.-Ing. Herbert Stöhler	Seite 13
Mit Dükern aus duktilen Gußrohren durch Bäche und Flüsse Dipl.-Ing. Bernd Heiming Rudolf Winter	Seite 18
Rohre aus duktilem Gußeisen bei extremen äußeren Belastungen Dr.-Ing. Hansgeorg Hein	Seite 21
Neuorientierung der Wasserversorgung im Großraum Koblenz – Ein Überblick Dipl.-Ing. Wolfgang Heuser	Seite 25
Die nachträgliche Sanierung einer Bachverrohrung unter einer Deponie Karl Josef Görg	Seite 32
Technologie-Report über duktile Gußrohre mit Zinkspritzüberzug und Deckbeschichtung Ing. Michel Langenfeld Ing. René Marchal Dr. rer. nat. Werner Wolf	Seite 36

Titelbild:

Verlegung eines Dükers aus duktilen Gußrohren durch die Traun

IMPRESSUM

Herausgeber:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre
Konrad-Adenauer-Ufer 33
5000 Köln 1
Tel. (02 21) 12 50 64

Erscheinungsweise:

jährlich

Copyright:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre
Nachdruck mit Quellenangabe erlaubt
Belegexemplar erbeten

Druck:

Druckhaus Lübbe, Bergisch Gladbach März 1986



Vielfalt der Gußrohr-Technik

Die praktische Anwendung duktiler Gußrohre steht in diesem Heft im Vordergrund. Dabei zeigt sich wieder einmal die enorme Bandbreite der Anwendungsmöglichkeiten, die duktile Gußrohre bieten: vom Sanieren einer Bachverrohrung über Flußdüker bis zur Versorgung einer Stadt, von Trassen über wenige hundert Meter bis zu -zig Kilometern, Trassenführungen in Städten, über Land, durch Flüsse, unter Müllbergen – und dieses Heft bringt nur einen kleinen Ausschnitt aus der großen Vielfalt.

Vielfalt – immer wieder drängt sich dieser Begriff auf, wenn man so hört, was es alles für Leitungen gibt, die aus duktilen Gußrohren gebaut werden. Da ist eigentlich ein Düker schon etwas Normales. Allerdings, den normalen Düker gibt es auch wieder nicht, zu unterschiedlich sind die Anforderungen und Gegebenheiten durch die Eigenheiten der Leitung, des zu durchquerenden Gewässers und seiner Ufer.

Zwei Aufsätze beschäftigen sich mit diesen besonderen Rohrleitungen. Die Beschreibung eines Dükerbaus durch den Main zeigt u. a., mit welchen Widrigkeiten Dükerbauer oft zu kämpfen haben (Seite 13).

Die Vielfalt wiederum ist das Leitmotiv des zweiten Artikels, der die verschiedenen Möglichkeiten des Einbringens von Dükern erläutert. Fazit: Alle diese Möglichkeiten können mit duktilen Gußrohren gemeistert werden. Dabei sind es vor allem die beweglichen, falls erforderlich auch längskraftschlüssigen Muffenverbindungen, die gerade den besonderen Problemen des Dükerbaus entgegenkommen (Seite 18).

Darüber hinaus enthält dieses Heft eine ganze Reihe weiterer Erfahrungsberichte, z. B. über

Bedarfsmaßnahmen einer wachsenden Großstadt

Die Verwaltungsreform der vergangenen Jahrzehnte schuf nicht nur neue Namen für alte Orte, sie zog auch eine ganze Reihe Veränderungen sehr handfester Art nach sich.

So muß eine Stadt wie Koblenz ihre Wasserförderung und -leitung nicht zuletzt auch an Eingemeindungen orientieren, die üblichen Bedarfssteigerungen durch neue Industrie und höhere Ansprüche kommen hinzu. Damit ergibt sich schon ein ganzes Bündel von Maßnahmen, das geplant und durchgeführt werden muß, so zum Beispiel die Erschließung eines neuen Wassergewinnungsgebietes, zwei Flußdüker, ein neues Pumpwerk und die Erweiterung des Verbundnetzes.

Der Bericht darüber auf

Seite 25



Bedarfsmaßnahmen einer wachsenden Kleinstadt

In Traunstein stellt sich die Aufgabe für das Versorgungsunternehmen etwas anders: hier war es vor allem die nachlassende Leistung einer Gewinnungsanlage, die zu Versorgungsschwierigkeiten bei steigendem Bedarf führte.

Der Aufsatz beschreibt die Erschließung eines Grundwassergebietes etwa 20 km von Traunstein und den Bau der erforderlichen Leitung. Dabei waren hohe Anforderungen durch die notwendigen Rücksichten auf Landschaft und Natur, aber auch durch die schwierigen Geländebeziehungen, gestellt. Beispielsweise waren 6 Düker, drei Durchpressungen, mehrere Steilhänge und ein Felsriegel zu bewältigen.

Seite 4



Überdeckung und Belastbarkeit

Die Scheiteldruckfestigkeit ist eine der hervorstechenden Eigenschaften duktiler Gußrohre. Man kann den Rohren eine Menge zumuten, meist mehr als man glaubt; aber trotzdem bleibt manchmal die Frage, wieviel ist denn nun zuviel?

Hier bietet der Autor ein Diagramm, mit dessen Hilfe leicht und einfach die mögliche oder nötige Überdeckung zu ermitteln ist. Das Diagramm befindet sich in der Mitte des Heftes, so daß man es gegebenenfalls herausnehmen kann.

Dazu liefert der Text des Aufsatzes die ausführliche und systematische Begründung. Die Wechselwirkungen des Systems Rohr/Boden bei äußeren Belastungen werden ausführlich dargelegt.

Seite 21

Die neue Wasser- versorgung der Stadt Traunstein

Von Wilhelm Salisko
und Richard Dietersberger

1. Einführung

Die Stadt Traunstein im Südosten von Oberbayern liegt in einer landschaftlich bevorzugten Gegend, nahe am Gebirge und umgeben von zahlreichen Gewässern. Der Chiemsee in ca. 10 km Entfernung ist am bekanntesten. Die vielgestaltige Moränenlandschaft brachte jedoch schon immer für die Wasserversorgung des Gemeinwesens erhebliche Probleme.

Nachdem die Qualität des Wassers der 1893 erbauten ersten zentralen Wasserversorgung stark nachließ, erschloß man 1934 das Quellgebiet Kressenbach bei Hammer. Diese für damalige Verhältnisse mengen- wie gütemäßig ausreichende Wassergewinnung war nur in einer Entfernung von 12 km südöstlich der Stadt zu finden. Dort trat in Quellen eine Wassermenge von etwa 70 l/s zutage. Der damalige Bedarf von 50 l/s lief über eine Rohrleitung DN 300 im freien Gefälle in die Stadt. Diese mehr als 50 Jahre alte Graugußleitung ist auch heute noch in einem einwandfreien Zustand. Das ergaben genaue Untersuchungen.

Der rasch steigende Bedarf an Wasser veranlaßte die Stadt, nach weiteren möglichen Wasservorkommen zu suchen. Als wirtschaftlichste Lösung baute man ab 1954 die Sickergalerie „Blaue Wand“ aus.

Das dort flachliegende Grundwasser des Grundwasserbegleitstromes der Traun wurde in offener Baugrube mit gelochten Betonrohren gefaßt und unmittelbar in das Stadtnetz geleitet. Die Ergiebigkeit der Fassung lag in Abhängigkeit des nahen Flusses zwischen 10 und 41 l/s. Die beiden Gewinnungsanlagen Kressenbach und Blaue Wand lieferten bis zum Herbst 1985 den gesamten Wasserbedarf der Stadt.

Um optimale Druckverhältnisse zu erreichen, teilte man die Versorgung der Stadt in eine Hoch- und Tiefzone. Die geographische Grenze verläuft in etwa entlang der Bahnlinie Ruhpolding–Salzburg. Die Hochzone liegt westlich dieser Grenze. Beide Versorgungsanlagen sind jedoch seit Jahren stark gefährdet. Die Sickergalerie „Blaue Wand“ war bereits seit Inbetriebnahme aufgrund des extrem schwankenden Grundwasserstandes eine unsichere Versorgungsanlage.

Eine fernsehtechnische Untersuchung im Frühjahr 1982 zeigte einen äußerst bedenklichen technischen Zustand auf: Die Rohre wiesen Sprünge, Längsrisse und klaffende Verbindungen auf. Kieseinbrüche und starke Verwurzelungen waren die Folge davon (Bild 1). Alle Verantwortlichen waren sich einig, daß eine Sanierung nicht mehr möglich ist. Da auch bei anhaltender Trockenheit die Schüttung im Quellgebiet Kressenbach stark nachläßt, kam es bereits in den Jahren 1972, 1983 und 1984 zu ernsthaften Versorgungsproblemen. Verbrauchseinschränkungen mußten jeweils angeordnet werden.

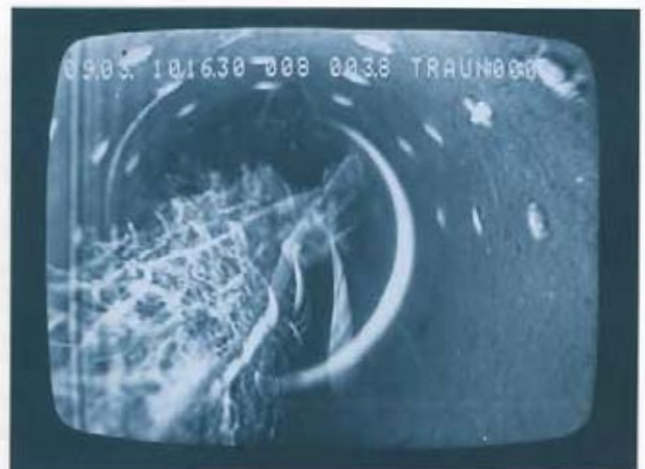
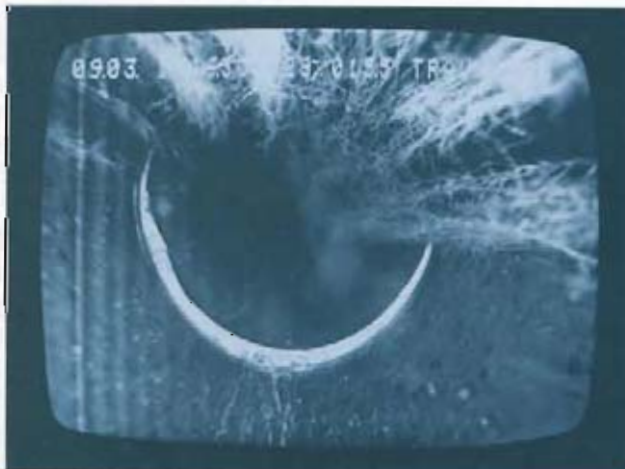
Als einzig erschließungswürdiges Wasservorkommen kam dann nur das Grundwassergebiet südlich Ruhpolding in der Laubau 20 km von Traunstein entfernt infrage. Die Stadt entschied sich für dieses Gebiet und ließ dort Brunnenbohrungen durchführen.

2. Grundwasservorkommen

Das Grundwasservorkommen liegt in einer Talauffüllung aus sandigem Mittel- und Grobkies. Durch die zwei Brunnen wurde die unterlagernde Schichtgrenze zum randlich vorhandenen Gestein der alpinen Trias nicht erreicht. Die Gebirgsstöcke, die die Täler von Seetraun und Fischbach umgeben, bestehen vorwiegend aus Wettersteinkalk, Hauptdolomit und Raiblerdolomit.

Neben den Talniederungen sind auch sie dem Einzugsbereich des Erschließungsgebietes zuzurech-

Bild 1: Beschädigungen und Verwurzelungen der Sickerrohre



nen. Die Talfüllung besitzt ein gutes Filtrations- und Rückhaltevermögen für das durch versickernde Niederschläge neu gebildete Grundwasser. Das Einzugsgebiet der Grundwassererschließungen (Bild 2) beträgt rd. 85 km². Einer Meßreihe 1972 bis 1982 entsprechend bewegt sich der Flurabstand des Grundwassers von 8 m bis maximal 28 m unter GOK. Mit einem Gefälle von rd. 4 ‰ ist eine Strömungsrichtung nach Norden gegeben.

3. Brunnenbau

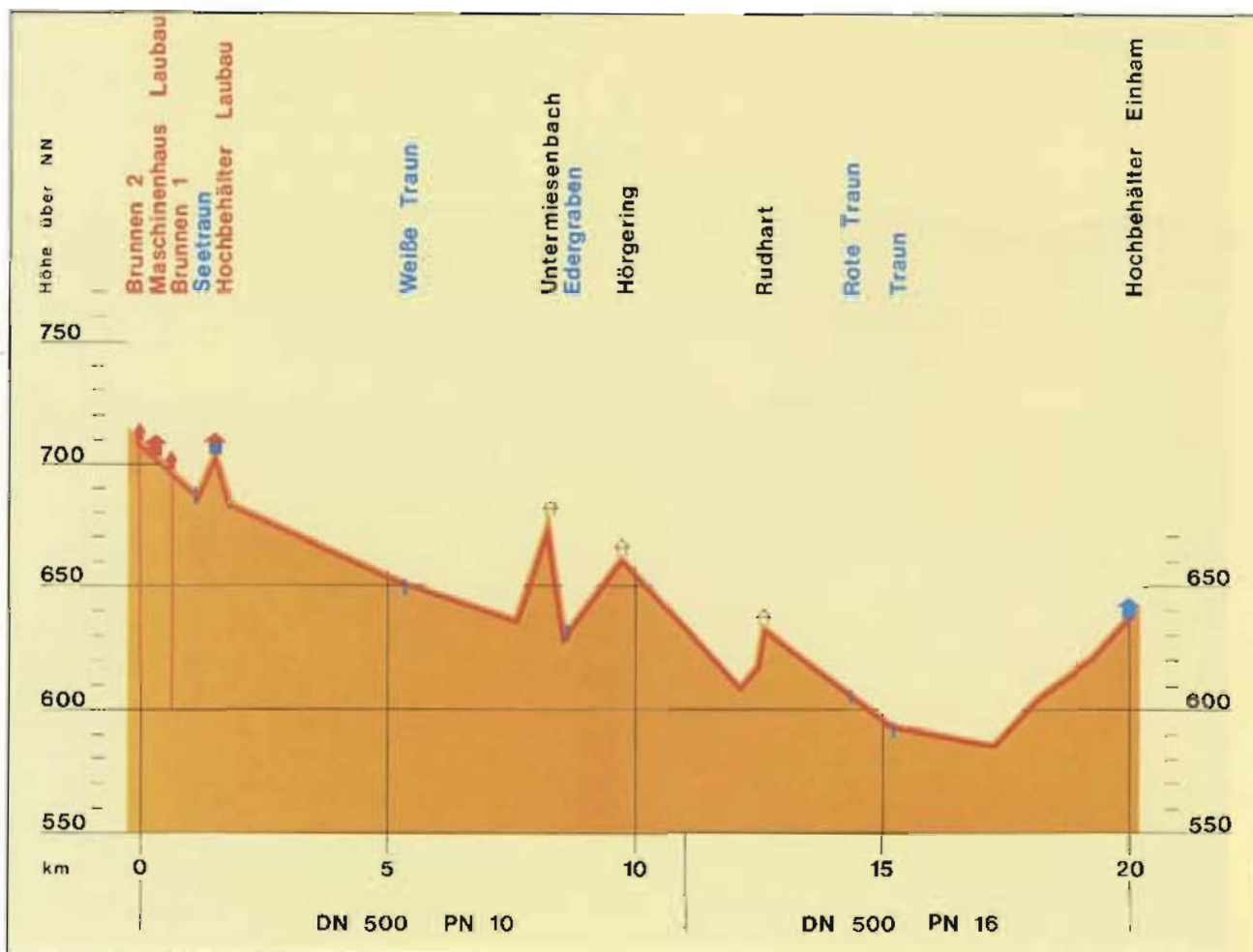
Den erkundeten hydrogeologischen Verhältnissen entsprechend wurden in der Laubau zwei Bohrungen abgeteufelt und ein wirksames Trinkwasserschutzgebiet ausgewiesen. Die Brunnenbohrungen wurden im Trockenbohrverfahren mit Verrohrung ausgeführt, da der anstehende Kies unterschiedlicher Körnung nicht standfest ist. Beim Durchteufen des wassererfüllten Kiesel war bei einer Tiefe von 92 bzw. 100 m eine Grundwassermächtigkeit von etwa 80 m erschlossen, ohne daß das Liegende erreicht wurde. Mit diesen Erkenntnissen sind die beiden Bohrungen zu Brunnen ausgebaut worden.

Als Filtermaterial wurden Stahlschlitzbrückenfilter mit Kunststoffüberzug und ebensolche Vollrohre gewählt; Filterkies-Körnung 6 bis 8 mm. Die Brunnen wurden zur Geländeoberfläche hin mit Sperrrohren DN 900 bis in eine Tiefe von 15 m abgesperrt und mit Beton gegen das Gebirge abgedichtet.



Bild 2: Das Einzugsgebiet

Bild 3: Höhenverlauf der duktilen Gußrohr-Leitung DN 500



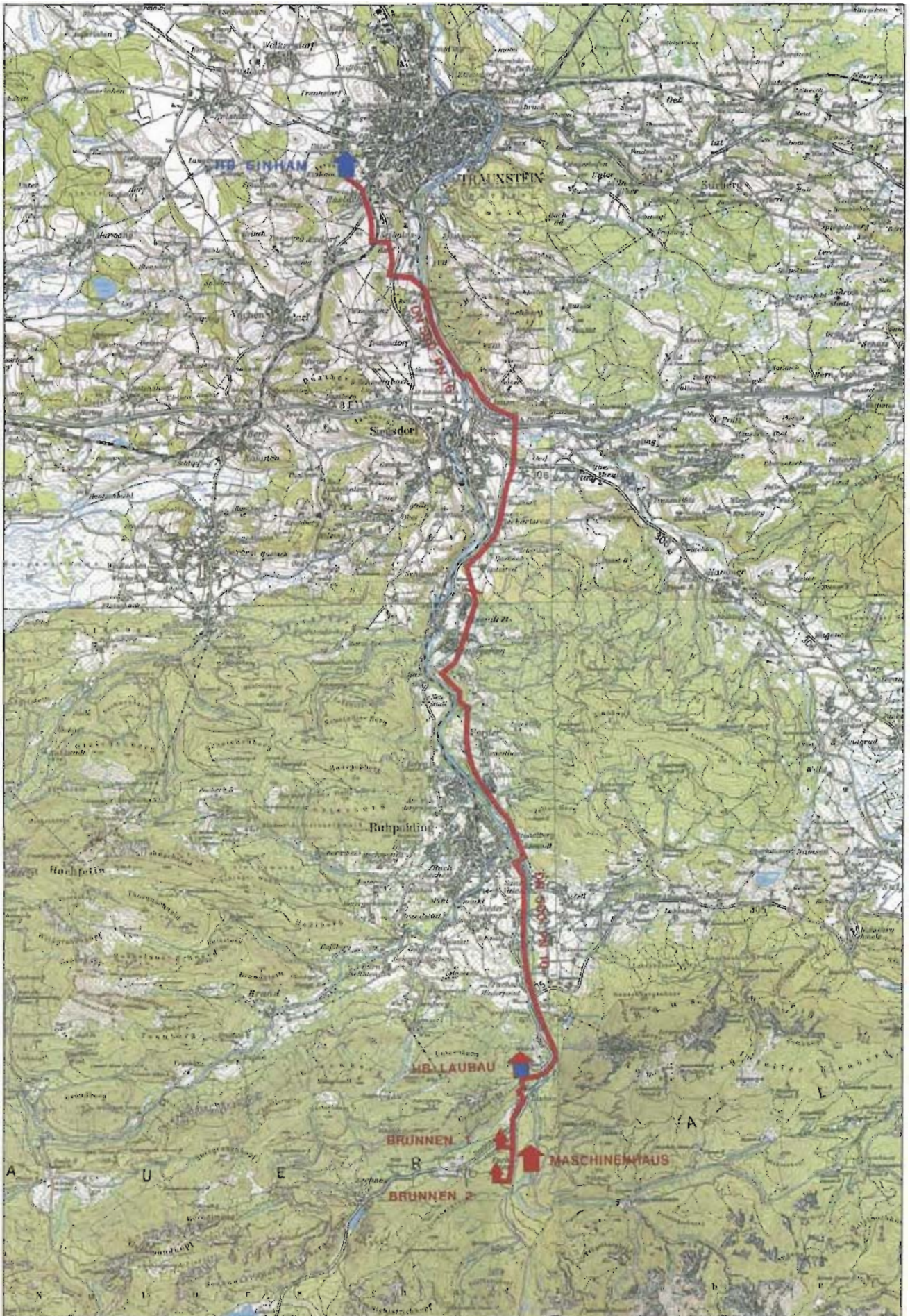


Bild 4: Plan der Leitungstrasse DN 500

4. Pumpversuche

An den beiden ausgebauten Brunnen (Brunnen I = 100 m und Brunnen II = 92 m tief) wurden mehrere Pumpversuche durchgeführt; Einzelpumpversuche über 90 und 97 Stunden, ein gemeinsamer Pumpversuch mit 99 Stunden. Die größten Leistungen bei den Einzelpumpversuchen lagen bei Brunnen I bei 330 l/s mit der Absenkung $s = 1,51$ m und bei Brunnen II bei 320 l/s mit $s = 2,75$ m. Beim gemeinsamen Pumpversuch wurden aus beiden Brunnen maximal je 320 l/s gefördert bei $s = 0,57$ bzw. $1,58$ m. Bei der geplanten Ableitung von 100 l/s ergeben sich geringe Wasserspiegelabsenkungen von 0,20 und 0,50 m. Das Grundwasservorkommen ist sehr ergiebig. Die Wasserspiegelbewegungen gehen aber verhältnismäßig rasch vor sich. So wurden Werte gemessen bei steigendem Wasserspiegel bis zu 1,0 cm/h und bei fallendem Wasserspiegel bis zu 1,5 cm/h. Bei der Auswertung der Pumpversuche mußten diese Werte entsprechend berücksichtigt werden.

5. Wasserbedarf und Bedarfsdeckung

Aus dem bisherigen Verbrauchsablauf bei etwa 18500 versorgten Personen und einem Tagesspitzenbedarf von 8200 m³ ergibt sich ein Spitzenverbrauchswert von 440 l/Ed. Der Jahresdurchschnittswert von 300 l/Ed entspricht einer Wasserabnahme von 5500 m³/d.

Die Wassergewinnung aus der „Blauen Wand“ konnte nach dem Ausbau der Wasserversorgung eingestellt werden.

Die Beileitung des gesamten Grundwassers aus dem Quellgebiet Kressenbach mit bis zu 70 l/s soll dagegen beibehalten werden. So werden die 1934 verlegten Graugußrohre DN 300 auch zukünftig benötigt und in das Konzept der zukunftsorientierten Wasser-

versorgung integriert. Für die zukünftige Bedarfsdeckung werden daher nur max. 100 l/s Grundwasser aus der Laubau zugeführt, und zwar entsprechend den Verträgen täglich bis zu max. 7000 m³ und jährlich 1 Mio m³.

Die tatsächliche Inanspruchnahme des Grundwasservorkommens liegt daher wesentlich niedriger, als bei den Pumpversuchen (640 l/s) ermittelt wurde.

Selbst ein möglicher Ersatz für die Leitung aus dem Quellgebiet Kressenbach ist ohne größere Belastung des Grundwasservorkommens in der Laubau möglich.

20545 m duktile Gußrohre – vorwiegend DN 500 – verbinden das landschaftlich schöne Wassergewinnungsgebiet Laubau mit der expandierenden Stadt Traunstein. Diese Leitung bringt qualitativ hochwertiges Wasser in ausreichender Menge zum Verbraucher und sichert weit vorausschauend die Versorgung von Traunstein und seinen anschlusswilligen Wassergästen (Bild 3).

6. Planung

Die zunehmend prekäre Situation der Wasserversorgung der Stadt Traunstein war der Anlaß, das Projekt Laubau umgehend in Angriff zu nehmen.

Grundgedanke der bei einem Ingenieurbüro in Auftrag gegebenen Planung war eine Leitungsführung, die extreme Höhenunterschiede vermeidet, Siedlungsgebiete umgeht, möglichst entlang des Straßen- und Wegenetzes führt und dabei unter Wahrung des wirtschaftlichen Rahmens den Belangen aller Betroffenen und des Naturschutzes Rechnung trägt (Bild 4).

So entstand eine ca. 20 km lange Leitungsstrasse DN 500 mit einem Höhenunterschied von 71 m zwischen den Hochbehältern in der Laubau und in Traunstein.

Bild 5: Traundücker im Bau





Bild 6: Schwierige Bauverhältnisse durch starken Grundwassereinbruch

7. Auswahl des Rohrwerkstoffes

Von den möglichen Rohrwerkstoffen entschied man sich nach sorgfältigen Vergleichsberechnungen für duktile Gußrohre mit einer Zementmörtel-Auskleidung und einer äußeren Spritzverzinkung mit bituminösem Deckanstrich. Aufgrund der schwierigen und sich laufend ändernden Geländebedingungen war die Entscheidung für duktile Gußrohre, wirtschaftlich und technisch gesehen, richtig.

Entlang der gesamten Trasse durchgeführte Bodenanalysen bestätigten, daß das duktile Gußrohr in der Normalausführung problemlos eingebaut werden kann. Lediglich auf einigen Metern erfolgte ein Son-

Bild 7 + 8: Aufwendige Spundarbeiten im grundwasserdurchströmten Kiesboden



derschutz durch auf der Baustelle aufgebraute Polyethylen-Schlauchfolie.

8. Leitungsbau

Vom Juli 1983 an wurden in 2 Jahren ca. 21 km duktile Gußrohre verlegt, und zwar in den Nennweiten DN 400 bis DN 600 mit Schwerpunkt bei DN 500. Es waren 6 Fluß- und Werkskanaldüker, 2 Eisenbahndurchpressungen, 1 Autobahndurchpressung und eine Vielzahl von Straßen- und Bachquerungen auszuführen. Ferner waren unvermeidbare Engstellen mit monatelangem Handabbau zu bewältigen, da diese bereits von anderen Versorgungsträgern genutzt wurden (Bild 5).

Mehrere Steilhänge konnten im alpinen Gelände nur mit Spezialbaggern überwunden werden. Südlich von Ruhpolding verspernte ein 100 m langer Felsriegel die Trasse. Langwierige Sprengarbeiten waren die Folge.

An vielen Stellen erschwerte starker Grundwassereindring die Rohrverlegung. Es galt, 200 l/s und zum Teil bis zu 600 l/s abzupumpen (Bild 6, 7 und 8).

Während die TYTON-Verbindung in ungestörtem Gelände hohe Verlegeleistungen sicherte, kam im Bereich der Steilhänge, der Düker und einiger Engstellen die längskraftschlüssige TYTON-Verbindung TYS-K DN 500 auf einer Gesamtlänge von 1065 m zum Einsatz. Aufwendige Widerlager konnten dadurch entfallen.

Die Möglichkeit der Abwinkelung der Rohrtrasse in der Muffe ergab Formstückeinsparungen.

Die Verlegung der Rohre erfolgte in 3 Baulosen und konnte in einem kürzeren Zeitraum, als ursprünglich vorgesehen war, abgeschlossen werden.



Auf der gesamten Leitungstrasse entstanden 19 unterirdische Entlüftungsschächte. In 5 Schächten sind zusätzlich Rohrbruchsicherungen installiert, die bei einem eventuellen Rohrbruch das Auslaufen der gesamten Leitung verhindern.

9. Bau der Betriebsgebäude

Parallel zum Leitungsbau wurden 2 Brunnenhäuser, 1 Maschinenhaus und 1 Hochbehälter errichtet. Sämtliche Gebäude fügen sich unauffällig in die schöne Landschaft ein.

In den beiden Brunnen sind in 60 m Tiefe Pumpen eingebaut mit einer max. Förderleistung von je 120 l/s. Aufgrund der jährlichen Schwankung des Pegels von fast 20 m und der daraus resultierenden unterschiedlichen Förderhöhe sowie der laut Wasserrechtsbescheid einzuhaltenden Förderleistung von 100 l/s ist eine aufwendige, drehzahlabhängige Steuerung vorgesehen.

Im Maschinenhaus sind die beiden ankommenden Brunnendruckleitungen mit der Hauptleitung, die nach Traunstein verläuft, verbunden. Ferner beinhaltet das Maschinenhaus die gesamte Stromversorgung, eine Notstromanlage, die Druckkesselanlage, sowie alle Steuer- und Überwachungssysteme.

10. Funktion der Anlage

Die Anlage läuft vollautomatisch; sämtliche Meßwerte und Meldungen werden über Fernwirkanlage und Kabel in das Maschinenhaus und in die Warte nach Traunstein übertragen.

Elektrische Energie wird nur benötigt für die Förderung aus den beiden Brunnen zum Hochbehälter Laubau. Dabei ist eine Höhe von nur 30 m zu überwinden. Bei Stromausfall erzeugt ein automatisch anlaufendes, gasbetriebenes Notstromaggregat die für den Betrieb der gesamten Anlage benötigte Energie.

Ab dem Behälter läuft das Wasser mit rechnerisch max. 290 l/s im freien Lauf nach Traunstein.

Der Wasserbedarf in Traunstein wird über einen Ringkolbenschieber im Einlauf gesteuert. Der Ringkolbenschieber öffnet primär in Abhängigkeit des Wasserbedarfs und sekundär über den Hochbehälter Laubau. So wird die vorgegebene maximale Zulaufmenge von 100 l/s konstant gehalten.

Die Pumpen in den Brunnen werden durch den Wasserstand im Hochbehälter automatisch in Betrieb gesetzt. Im Wechsel läuft jeweils eine Pumpe. Bei einer späteren, größeren Entnahmemenge ist ein Parallellauf beider Pumpen vorgesehen.

11. Umweltfreundliche Bauweise

Eines der wichtigsten Anliegen war es, die gesamte Trasse in dieser reizvollen, erhaltenswerten Landschaft schnellstmöglich in den Urzustand wiederherzustellen.

Bei der Durchquerung von Biotopen wurde der Aushub auf Kunststoff-Vliesmatten gelagert und somit die Bodenstruktur nur im Bereich der eigentlichen Aushubfläche auf ca. 1,5 m Breite zerstört.

Verschiedene Wanderwege konnten durch Neugestaltung des Verlaufs und großzügige Bepflanzung sogar verschönert werden. Sie stellen heute eine Bereicherung für den Fremdenverkehr dar.

12. Zusammenfassung

Traunstein benötigt mit zunehmender Tendenz jährlich 1,5 Millionen Kubikmeter Wasser. Ernsthafte Versorgungsprobleme erforderten die Erschließung eines neuen Wasservorkommens und den Bau einer 20,5 km langen Versorgungsleitung DN 500 aus duktilen Gußrohren.

Durch die Inbetriebnahme dieser Anlage verwirklichte man ein Projekt, das die Wasserversorgung der Stadt Traunstein auf lange Zeit sichert. Es ist gewährleistet, daß auch in Zukunft ausreichend qualitativ hochwertiges Trinkwasser zur Verfügung steht. Der hohe Preis von ca. 20 Millionen DM ist gerechtfertigt, wenn man bedenkt, daß unser Trinkwasser das wichtigste Lebensmittel überhaupt ist.

Neue Technologie der Trinkwasseraufbereitung

Von Fritz Bergmann und Reinhold Schneegans

1. Allgemeines

Die Eichsfelder Energie- und Wasserversorgungsgesellschaft mbH (EEW) mit Sitz in Duderstadt versorgt ca. 50 000 Einwohner des östlichen Teiles des Landkreises Göttingen mit Trink- und Brauchwasser. Das Versorgungsgebiet umfaßt eine Fläche von ca. 300 qkm. Die jährliche Wasserabgabe beträgt ca. 2,2 Mio m³.

Aufgrund der im Versorgungsgebiet bestehenden hydrogeologischen Verhältnisse ist es seit einigen Jahren nicht mehr möglich, den Wasserbedarf aus den Grundwasservorkommen zu decken. Bei der Suche nach Möglichkeiten der Wassergewinnung bot sich u. a. die Wasserentnahme aus der Rhumequelle – eine der größten Quellen Europas – an.

Gegen Ende der 70er Jahre durchgeführte Untersuchungen hatten gezeigt, daß das Wasser der Rhumequelle in seiner chemischen Zusammensetzung – abgesehen vom Sulfatgehalt (bis 500 mg/l) – den Richtlinien der Trinkwasserversorgung entspricht.

2. Rhumequelle

Die Rhumequelle gehört zu den größten Karstquellen Mitteleuropas. Ihre Schüttungsmenge schwankt zwischen 1,0 und 4,5 m³/s. Die Jahresschüttung liegt bei 70 bis 80 Mio m³ (Bild 1).

Nach Grimmelmann [1] liegt die Rhumequelle in einem Subrosionsgebiet, in dem sich Gypsulfate des Zechsteines in dauerndem Kontakt mit Grundwasser im Pöblder Becken befindet. Bereits 1912 stellte Thurnau [2] fest, daß die Speisung der Rhumequelle nicht unmittelbar aus dem Sickerwasser von Flüssen (Oder, Sieber) erfolgt, sondern mittelbar aus einem unterirdischen Speicher heraus, dessen Ausfluß durch die jeweiligen herrschenden Druckhöhen bedingt wird. Diese Feststellungen erklären die starken Schwankungen der Wasserinhaltsstoffe des Quellwassers; siehe Tabelle 1.

Um unseren Abnehmern Trinkwasser in ausreichender Menge zur Verfügung stellen zu können, wurde als 1. Ausbaustufe 1978 eine Filteranlage errichtet, die Trübstoffe und kolloidale Verunreinigungen in ausreichendem Maße zurückhält. Das Wasser

konnte so dem Verbraucher hygienisch einwandfrei, jedoch mit erhöhtem Sulfatgehalt, zugeführt werden.

3. Transportleitung

Die Wasserförderung und Aufbereitung an einer bisher nicht erschlossenen Stelle unseres Versorgungsgebietes machte die Verlegung einer Wassertransportleitung von ca. 9 km Länge zu einer zentralen Verteilerstation (WGZ Obernfeld) erforderlich.

Bis zum Jahre 1978 wurden Transportleitungen in unserem Versorgungsgebiet ausschließlich aus PVC verlegt. Schwierigkeiten durch häufige Rohrbrüche oder Undichtheiten bei Klebemuffen dieser Rohre erleichterten uns die Entscheidung bei der Auswahl des Rohrwerkstoffes für die neu zu verlegende Rohrleitung DN 400. Die nun verwendeten spritzverzinkten und bituminierten duktilen Gußrohre wurden wegen der bekannten Bodenaggressivität bei der Verlegung mit einer PE-Schlauchfolie überzogen. Die Zementmörtel-Auskleidung wurde so gewählt, daß auch hohe Sulfatgehalte des in der Leitung zu transportierenden Wassers keine Ablösungen verursachen können. Aufgrund unserer Erfahrungen und unserer Betriebsbedingungen (Betriebsdruck ca. 9 bar) verlegt die EEW Transportleitungen seit 1978 grundsätzlich in duktilen Gußrohren (Bild 2).

Tabelle 1: Analyse Rhumewasser

	21.1.83	30.5.80
Trübung (TE/F)	4,0	0,5
pH-Wert	7,25	7,27
Leitfähigkeit (µS/cm)	626	1012
m-Wert (mval)	1,697	2,560
KMnO ₄ -Verbrauch (mg/l)	3,2	2,20
Gesamthärte (°d)	18,6	33,4
Calcium (mg/l) Ca ²⁺	108	146
Magnesium (mg/l) Mg ²⁺	15	56
Eisen (gesamt; mg/l) Fe	0,086	0,01
Mangan (mg/l) Mn ²⁺	0,03	u.u.
Sulfat (mg/l) SO ₄ ²⁻	230	431
Chlorid (mg/l) Cl ⁻	29	47
Hydrogencarbonat (mg/l) HCO ₃	103	156
Nitrat (mg/l) NO ₃ ⁻	0,01	0,02
Phosphat (mg/l) P	0,04	u.u.
Nitrit (mg/l) NO ₂ ⁻	0,01	0,02

Bild 1: Rhumequelle



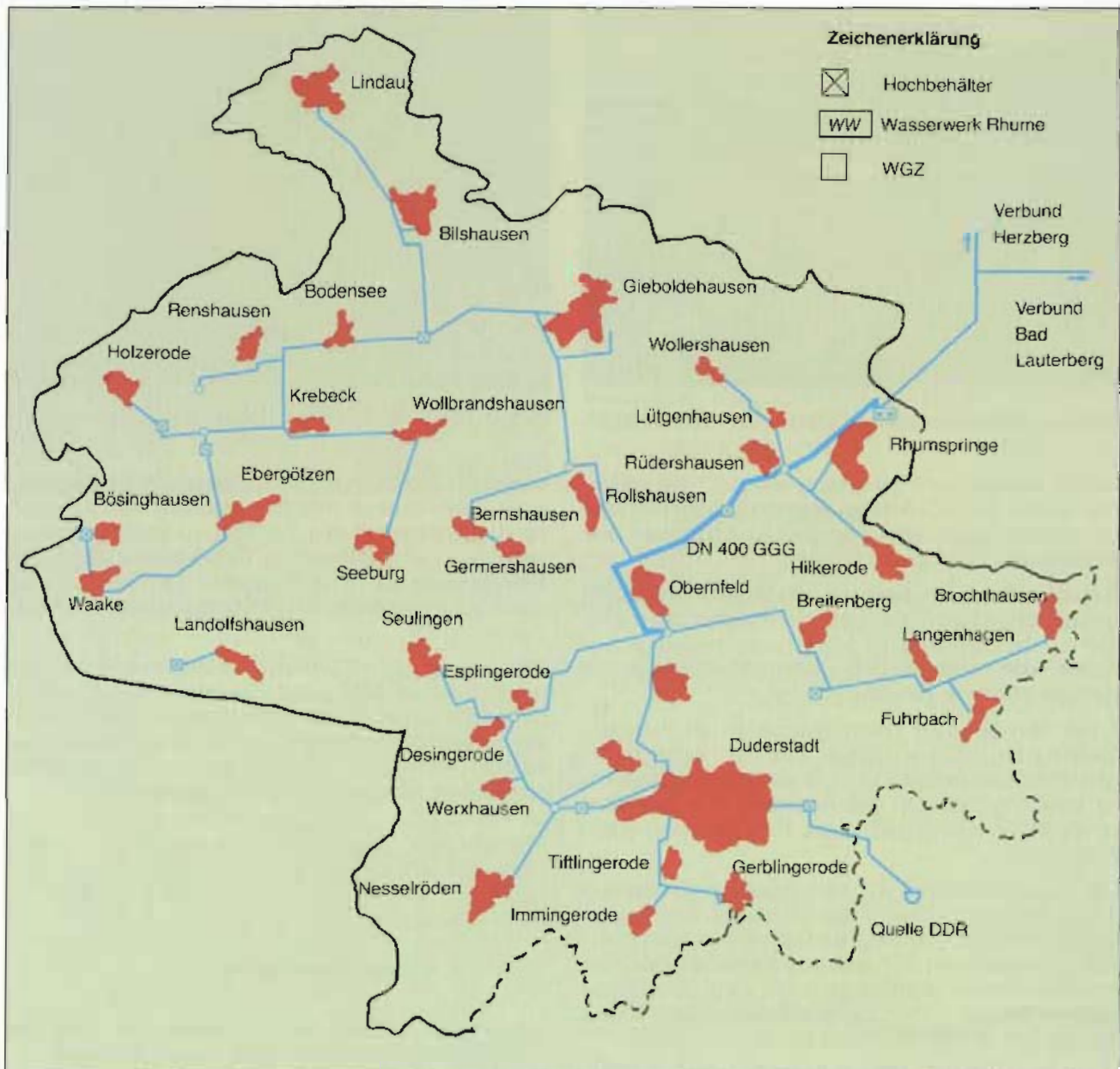


Bild 2: Wassertransportleitungen im Versorgungsbereich der EEW

4. Wasseraufbereitung durch Umkehr-Osmose

Die Einspeisung von Wasser mit erhöhtem Sulfatgehalt ist sowohl aus gesundheitlichen als auch aus korrosionschemischen Gründen nicht erwünscht. Um trotzdem die Nutzung dieses für unsere Verhältnisse riesigen Wasserreservoirs langfristig zu ermöglichen, wurde mit Unterstützung des Bundesministeriums für Forschung und Technologie (BMFT) im Jahre 1982 eine Umkehr-Osmose-Anlage mit einer Permeatleistung von $100 \text{ m}^3/\text{h}$ zur Reduzierung des hohen Sulfatgehaltes des Rhumewassers im Wasserwerk Rhume errichtet.

Das Verfahren der Umkehr-Osmose wird bereits von der Industrie zur Erzeugung von Reinstwasser angewandt. Die Aufbereitung von Brack- und Meerwasser zu Trinkwasser mit Hilfe dieses Verfahrens wird im Ausland, vor allem in den Golfstaaten, großtechnisch betrieben; in der Bundesrepublik aber in dieser Größenordnung erstmalig zur Aufbereitung von Trinkwasser. Das gesamte Wasserwerk Rhume mit UO-Anlage wird vollautomatisch betrieben und ist voll auf

die Belange eines Wasserversorgungsunternehmens zugeschnitten (Bild 3).

Das heißt, je nach Wasserbedarf wird die Anlage zu- oder abgeschaltet. Durch unser Speichervolumen in Hochbehältern ist es möglich, die UO-Anlage hauptsächlich in Niedrig-Tarif-Zeiten (NT) zu betreiben. Mit dieser Verfahrensweise ist es gelungen, die Betriebskosten zu minimieren. Die aufgewandte Energie pro m^3 Fertigwasser, das das Rhumewerk verläßt, liegt je nach Rohwasserqualität zwischen 0,8 und 1,3 kWh.

Eine speicherprogrammierbare Steuerung regelt und überwacht den gesamten Verfahrensablauf des Wasserwerkes. Frequenzumrichter erhalten von ihr die Soll Drehzahlen vorgegeben und fahren dann die Roh-, Rein- und Hochdruckpumpen auf die gewünschten Fördermengen. Behälterstände werden überwacht, der pH-Wert des Zulaufwassers der UO-Anlage wird auf vorgegebene Werte durch Regelung von Säuredosierpumpen eingestellt, Ventile werden in die „richtige“ Stellung gefahren. Differenz-



Bild 3: Umkehr-Osmose-Anlage im Wasserwerk Rhume

drücke, sowohl der Filteranlage wie auch der einzelnen Stufen der UO-Anlage, werden beobachtet und bei Abweichungen vom Standard wird alarmiert und selbständig abgeschaltet (Bild 4).

Gerade auf die Überwachung von Meßwerten (Leitfähigkeit, pH, Mengenströme), die unmittelbaren Einfluß auf die Standzeit der Membranen haben, wurde neben der vollständigen Automatisierung unser Hauptaugenmerk gerichtet,

Außer den üblichen Wartungsarbeiten an Pumpen, Meßgeräten, Motorschiebern usw. ist lediglich ein geringer Zeitaufwand von ca. 4 Stunden wöchentlich für Kontrollgänge und das Ansetzen von Chemikalienlösungen (Chlorbleichlauge, Polyphosphat) erforderlich.

Das Wasserwerk wird von dem Rechner vollkommen autark betrieben. Obwohl alle Meßwerte, Meldungen und Störungen in die Zentrale nach Duderstadt übertragen werden und der gesamte Betriebsablauf hier auf Bildschirmen sichtbar gemacht wird, beschränkt sich der Eingriff in den Verfahrensablauf von außen auf das Ein- und Ausschalten der Anlage (Bild 5).

Besondere Bedeutung besitzt die Integration der UO-Anlage in das Wasserversorgungs-Verbundsystem.

Dem aus der UO-Anlage gewonnenen nahezu salzfreien Permeat muß durch Verschneiden mit Bypasswasser wieder ein gewünschter Salzgehalt gegeben werden. Als sehr wirtschaftlich hat es sich dabei

Bild 4: Verfahrensablauf UO-Anlage

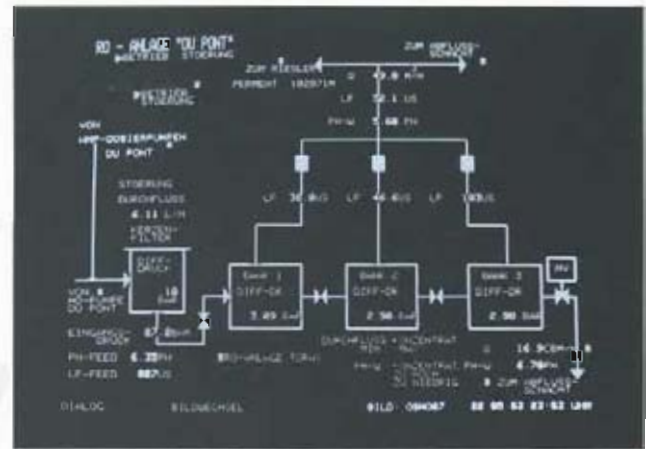
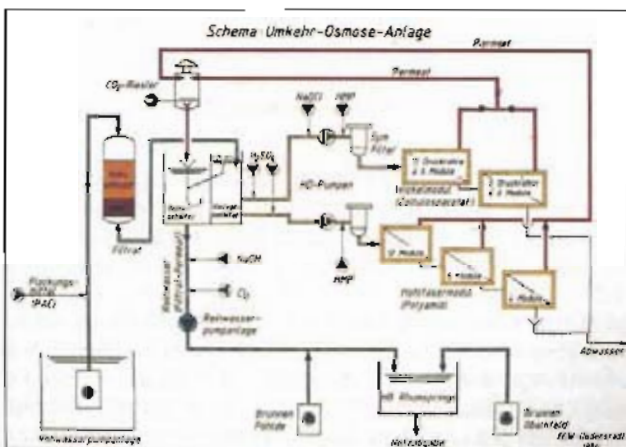


Bild 5: Prozeßbild Dupont-Anlage auf Bildschirm

erwiesen, nicht konstante Volumenströme aus Permeat und Filtrat zu mischen, sondern den schwankenden Salzgehalt des Filtrates zu berücksichtigen und über die Veränderung der Bypassmenge das Mischwasser auf eine konstante Leitfähigkeit und damit auf einen nahezu konstanten Salzgehalt einzustellen.

Der Einsatz der UO-Anlage in Verbindung mit der umfangreichen Meß- und Regeltechnik hat neben der gewöhnlichen Sulfatreduzierung als äußerst positiven Nebeneffekt bewirkt, daß nunmehr Wasser mit nahezu konstanter Qualität an den Verbraucher abgegeben werden kann: siehe Tabelle 2.

Leitfähigkeit	490 ± 10 µS/cm
SO ₄ -Konzentration	140 ± 5 mg/l
Härte	13° ± 1° dH
Sättigungsindex	-0,1 ± 0,05

Tabelle 2: Qualität des Wassers

Neben den Vorteilen für die Verbraucher durch die Verringerung der Wasserhärte – weniger Waschmittelverbrauch – ist auch zu erwarten, daß eine konstante Wasserqualität die Bildung von Deckschichten in metallenen Rohren des Verteilungsnetzes fördert und damit korrosionshemmend wirkt.

Schrifttum

- [1] W. Grimmelmann
„Bericht über Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprogrammes ‚Versuche zur Entsulfatisierung des Wassers der Rhumequelle‘“ (1982)
- [2] K. Thurnau
„Der Zusammenhang der Rhumequelle mit der Oder und Sieber“ (1912) Dissertation

Main-Düker aus duktilen Gußrohren DN 400 und DN 600

Von Herbert Stöhler

1. Aufgabenstellung

Der Zweckverband Fernwasserversorgung Franken (FWF) in Uffenheim, der größte ländliche Wasserversorgungsverband Bayerns, ist in Mittelfranken und im östlichen Unterfranken für die Wasserversorgung von über 250 000 Einwohnern verantwortlich.

Innerhalb dieses Versorgungsgebietes ist der Main an verschiedenen Stellen, unter anderem auch zwischen Sulzfeld und Marktstef im Landkreis Kitzingen unterdükert. Dieser Düker wurde im Jahre 1959 als Stahldüker DN 400 errichtet.

Der bestehende Düker besitzt keinen Schutz gegen Korrosion, so daß anzunehmen ist, daß er durch den langjährigen Transport von unaufbereitetem Brunnenwasser stark korrodiert ist. Da ein Ausfall des bestehenden Dükers die Wasserversorgung im östlichen Unterfranken erheblich beeinträchtigen würde,

Bild 1: Lageplanausschnitt



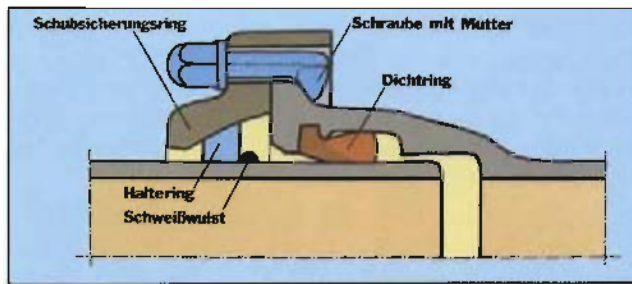


Bild 2: TYTON-Verbindung mit Schubsicherung TYS

wurde von der FWF die Verlegung eines neuen Dükers neben dem bestehenden Düker vorgesehen.

2. Planung des Dükers

2.1 Wahl der Kreuzungsstelle

Da der neue Düker die Funktion des bestehenden übernehmen soll, wurde eine Verlegung in unmittelbarer Nähe dieses Dükers vorgesehen, um die Zu- und Ableitungen in größtmöglichem Umfang weiterhin nutzen zu können.

Um das ca. 15 m flußaufwärts des bestehenden Dükers befindliche Hochwasserleitwerk zu erhalten, waren lediglich zwei Alternativen für die Verlegung des neuen Dükers möglich (siehe Bild 1):

- 10 m flußaufwärts des bestehenden Dükers bei Main-km 280,280;
- flußaufwärts des bestehenden Dükers an der Stelle, an der das Hochwasserleitwerk unterbrochen ist bei Main-km 280,456.

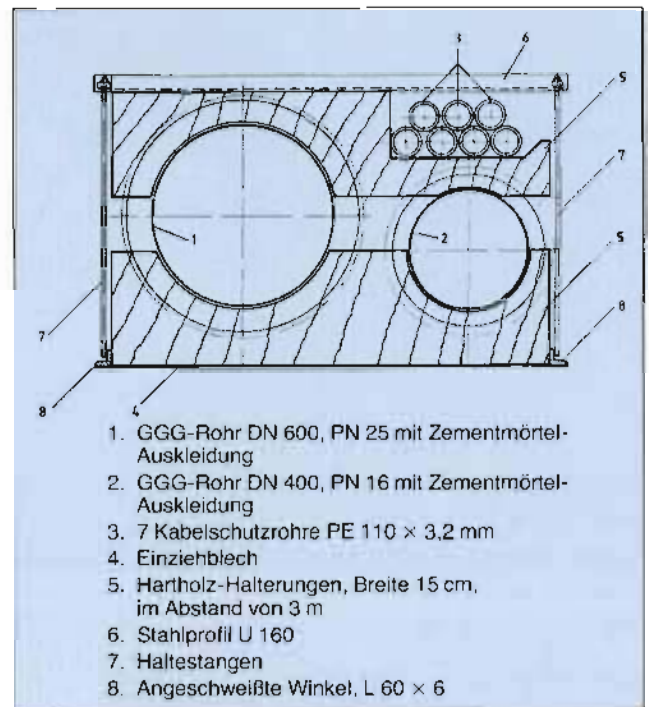


Bild 3: Dükerquerschnitt

Für die beiden zur Auswahl stehenden Düker-Verlegestellen wurden ein vergleichendes Baugrundgutachten und ein vergleichender Kostenanschlag erstellt. Der Kostenvoranschlag ergab, daß die Variante bei Main-km 280,280 je nach Ausführungs-

Bild 5: Dükerlängsschnitt

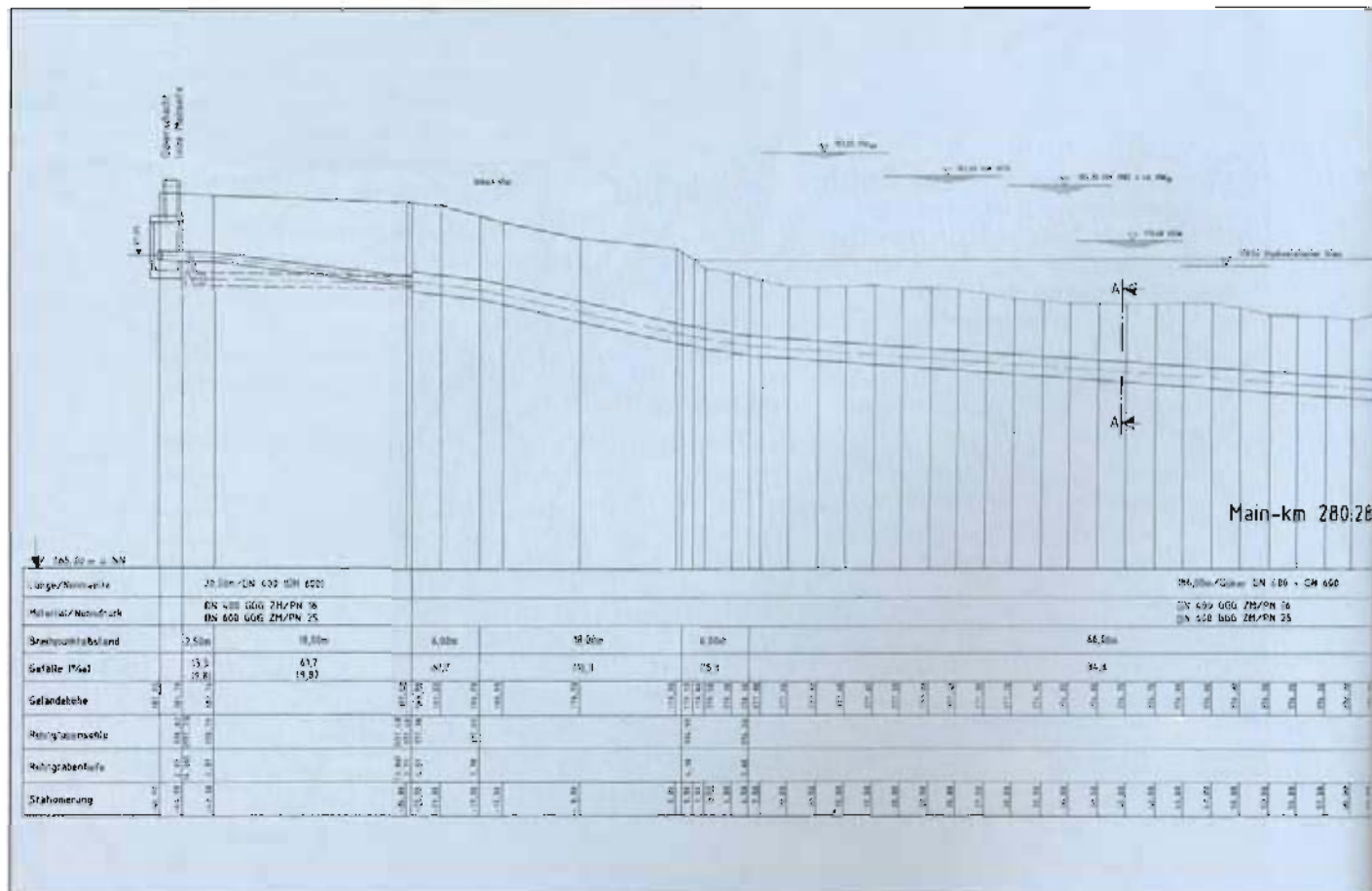




Bild 4: Rohr- und Muffenschutz

art zwischen 50 000,— DM und 80 000,— DM geringere Kosten verursachen würde als die Variante bei Main-km 280,456.

Es wurde deshalb festgelegt, daß die Verlegung des neuen Dükers bei Main-km 280,280 vorgenommen werden soll, nicht zuletzt auch deshalb, weil die Düker-Verlegung an dieser Stelle aus naturschutzrechtlicher Sicht den geringeren Eingriff darstellt.

2.2 Rohrwerkstoffe

Der Rohrwerkstoff des Dükers war bei der Planung nicht vorgegeben. Grundsätzlich war nur gefordert, daß die zur Verlegung kommenden Rohre sowohl innen als auch außen gegen Korrosion geschützt sein sollten.

Hiermit standen zwei Verlegearten zur Auswahl:

- Verlegung eines durchhängenden Dükers mit zugfest verbundenen Rohren, wobei die Abwinkelung in den Muffen max. 3° betragen durfte
- Verlegung eines geschweißten Formdükers.

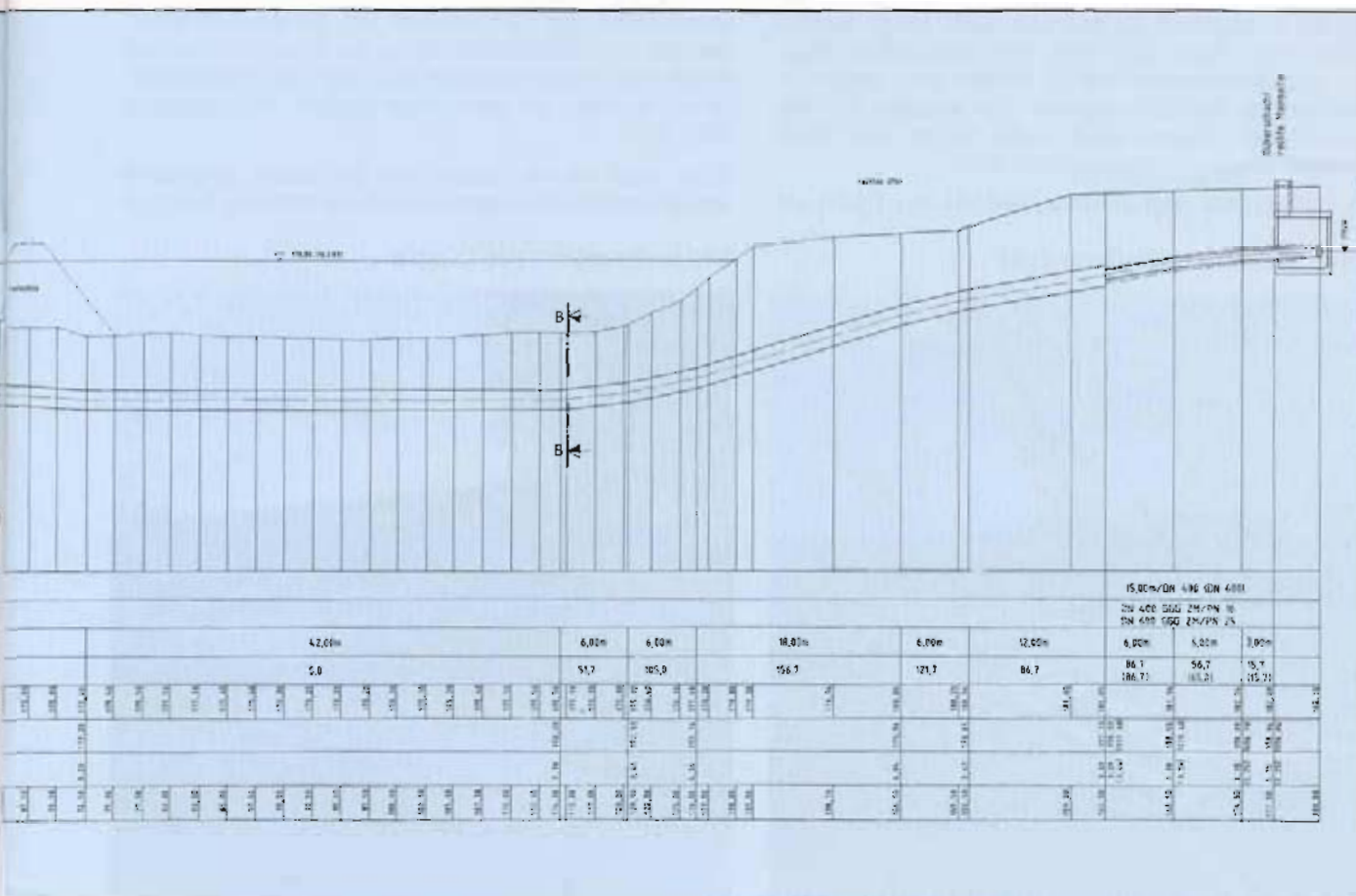
Untersuchungen bei der Planung ergaben, daß die ersterwähnte Verlegeart die kostengünstigere ist.

Für die Rohre wurden duktile Gußrohre mit Zementmörtel-Auskleidung und einem Außenschutz mit Zink-Überzug und Bitumen-Deckbeschichtung vorgesehen. Durch die TYTON-Steckmuffen-Verbindung TYS der duktilen Gußrohre ist die Längskraftschlüssigkeit sichergestellt (Bild 2). Außerdem ist eine Abwinkelbarkeit der Rohre nach Montage bis 3° (DN 350 bis DN 800) zulässig.

2.3 Dükerquerschnitt

Wie bereits erwähnt, soll der neugebaute Düker die Funktion des bestehenden Dükers DN 400 übernehmen.

Da entsprechend DVGW-Arbeitsblatt W 302 eine wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit von ca. 2 m/s anzustreben ist, wurde bei einer zu erwartenden



Transportmenge von ca. 500 l/s ein Rohrdurchmesser DN 600 gewählt.

Zusätzlich war eine zweite Rohrleitung vorgesehen, die zu einem späteren Zeitpunkt, wenn die auf der Sulzfelder Seite geplante Wasseraufbereitungsanlage erstellt ist, das nicht aufbereitete Brunnenwasser von der Marktstefer Seite zur Aufbereitungsanlage transportieren soll. Da die Fördermenge in dieser Leitung ca. 200 bis 250 l/s betragen wird, wurde hierfür ein Rohrdurchmesser DN 400 gewählt.

Der Dükerquerschnitt wird durch 7 Kabelschutzrohre PE 110 x 3,2 mm ergänzt, von denen 4 Rohre sofort mit Strom- und Steuerkabeln belegt werden und die restlichen 3 Schutzrohre als Reserve vorgesehen sind.

Die Guß- und PE-Rohre werden durch 15 cm breite Hartholz-Halterungen, die im Abstand von ca. 3 m mit Stahlprofilen auf dem Ziehblech verankert werden, fixiert (siehe Bild 3).

Zur Sicherung der Rohre gegen Beschädigung beim Verfüllen des Rohrgrabens sowie zur Auftriebssicherung werden die Rohre mit Ausnahme der Muffen mit Ortbeton ummantelt, und die Muffen durch vorher aufgebraute Schumpffolien geschützt (Bild 4).

2.4 Dükerlage

Vom Wasser- und Schiffsamt Schweinfurt war gefordert, daß die Konstruktions-Oberkante des Dükers mindestens 2 m unter der vorhandenen Flußsohle des Maines liegen soll. Die zweite einzuhaltende Randbedingung war, daß jedes Rohr maximal um 3° in der Muffe abgewinkelt werden kann. Aus Sicherheitsgründen wurde die maximale Abwinkelung auf 2° begrenzt, so daß sich relativ lange aufsteigende Äste rechts und links des Flußprofils ergaben. Die Mehrkosten hierfür hielten sich jedoch in Grenzen, da auf dem rechten Ufer sowieso für den Einzug des Dükers eine sehr lange und flach geneigte Baugrube auszuheben war.

Die Dükersohle liegt somit außerhalb des Flußquer-

schnittes im allgemeinen zwischen 3 und 4 m unter Geländeoberkante. Im Flußprofil liegt die Dükersohle ca. 6,60 m unter hydrostatischem Stau des Maines (siehe Bild 5).

2.5 Dükerschächte

Am rechten und linken Mainufer wird der Düker in Installationsschächten, die jeweils ca. 50 m vom Flußufer entfernt liegen, an die bestehende Wasserleitung angeschlossen.

Die Installation der Schächte erfolgt derart, daß zum gegenwärtigen Zeitpunkt in beiden Dükerleitungen Wasser je nach Versorgungslage entweder vom linken Mainufer (Brunnen Marktstef) zum rechten Ufer (Richtung Hochbehälter Theilheim) gefördert wird, oder aber der Wasserfluß in Gegenrichtung (vom Brunnenfeld Sulzfeld in Richtung Hochbehälter Hüttenheim bzw. Pumpwerk Gnodstadt) erfolgt.

Die Installation in den Schächten ist so eingerichtet, daß nach Fertigstellung der Aufbereitungsanlage Sulzfeld die beiden Leitungen ohne größere Uminstallationen getrennt werden können, so daß der Wasserfluß sich so, wie unter Punkt 2.3 erwähnt, einstellen kann.

3. Bauliche Durchführung

3.1 Baubeginn und Aufbau des Dükers

Am 5.3. 1984 begann die ausführende Arbeitsgemeinschaft mit der Einrichtung der Baustelle.

Nach Aufbau der Rohrstränge auf die Einziehblechbahn wurde vor dem Aufbringen des Ummantelungs- und Auftriebssicherungsbetons sowie dem Aufschrupfen der Schutzfolien um die Muffenverbindungen eine Dichtheitsprüfung durchgeführt. Danach wurde der Düker vollendet und auch die 7 Kabelleerrohre wurden in den Halterungen mit befestigt (Bild 6).

Mitte Juni wurde durch ein für diese Jahreszeit unvorhersehbares Hochwasser die nahezu fertigege-

Bild 6: Düker mit Kabelleerrohren



Bild 7: Einziehen des Dükers

stellte Dükerrinne wieder eingeschwenkt. Durch die nachfolgenden Schrapperarbeiten zur Freilegung der Rinne wurde der ursprünglich vorgesehene Einzugs-termin verzögert.

3.2 Einbringen des Dükers

Nach Abschluß der Vorbereitungsarbeiten wurde der 186 m lange Düker am 13. 7. 1984 durch einen Probezug getestet. Es wurden noch zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen am Dükerkopf vorgenommen. Einen Tag später, am Samstag, dem 14. 7. 1984, fand dann der Einzug des Dükers unter reger Anteilnahme der örtlichen Bevölkerung und aller Beteiligten am Bauprojekt statt. Zwei 38 t-Raupen zogen den ca. 300 t schweren Düker durch den Main (Bild 7).

Die unmittelbar anschließende Druckprüfung des eingezogenen Dükers ergab, daß das gesamte System den Einzugsvorgang ohne Beeinträchtigung überstanden hatte und absolut dicht war.

3.3 Fertigstellung der Arbeiten

Ab Ende Juli wurde mit den Arbeiten an den Verbindungsleitungen bis zu den Auskreuzungsstellen der bestehenden Leitung aus Asbestzementrohren DN 400, PN 6 für den Einbau der Dükerschächte begonnen.

Die Einbindung des neuen Dükers in das bestehende Leitungssystem fand am 20. 9. 1984 statt.

Danach wurde mit dem Bau der Schächte fortgefahren, und es wurden die Wiederherstellungsarbeiten an der Dükerrinne, den Ufersicherungen und dem Gelände begonnen.

3.4 Freigabe und Inbetriebnahme

Nach der Desinfektion im November 1984 erfolgte die bakteriologische Freigabe des Rohrleitungssystems am 3. 12. 1984.

Seit diesem Zeitpunkt steht der Düker für den Bauherrn zur Nutzung zur Verfügung.

4. Schlußbemerkungen

Gegenüber der ursprünglich vorgesehenen Bauzeit wurde für die Abwicklung ein längerer Zeitraum erforderlich, da teilweise Erschwernisse auftraten, die nicht vorhergesehen werden konnten.

Die ausführende Arbeitsgemeinschaft Brochier Nürnberg/Riepl Regensburg hat in guter Zusammenarbeit mit der Bauherrschaft, dem beteiligten Wasser- und Schiffsamt sowie mit der Bau- und Bauoberleitung in zügiger und guter Arbeitsweise eine mängelfreie Anlage erstellt.

Auch die Entwicklung der Baukosten hat sich sehr positiv gestaltet.

Die Gesamtnettkosten blieben um fast 10 % unter dem Kostenvoranschlag.

Mit Dükern aus duktilen Gußrohren durch Bäche und Flüsse

Von Bernd Heiming und Rudolf Winter

Einleitung

Die Durchquerung oder Unterfahrung eines Baches oder Flusses stellt sowohl den Planer als auch den Rohrverleger vor eine der interessantesten Ingenieuraufgaben im Rohrleitungsbau, denn jeder Düker erfordert neue Überlegungen bezüglich der Auswahl des Rohrwerkstoffes, der Konstruktion und des Einbringeverfahrens.

Werkstoff

Eine Dükerleitung ist immer nur so gut wie ihr Rohrwerkstoff und ihre Verbindungen.

Der Rohrwerkstoff soll den vorgegebenen Belastun-

gen und auch den nicht einkalkulierbaren Zufälligkeiten während und nach der Verlegung genügen und muß demzufolge hohe Festigkeit, große Elastizität und gute Systemsteifigkeit besitzen. Diese Eigenschaften vereinigt das duktile Gußeisen mit den Kennwerten nach DIN 28600 in vorteilhafter Weise. Die zu verlegenden Rohre und, wenn erforderlich, Formstücke müssen dichte Verbindungen sicherstellen und sollen dabei auch möglichst gut abwinkelbar sein, um eventuelle Unebenheiten auf der Sohle auszugleichen und dadurch zusätzlich auftretende Kräfte abzubauen.

Die Anforderungen werden im höchsten Maße von der Steckmuffen-Verbindung System TYTON® erfüllt.

Konstruktion

Eine Dükerleitung ist immer nur so gut wie ihre konstruktive Planung und Ausführung.

Die Konstruktion eines Dükers ist nicht nur von dem zu transportierenden Medium, z. B. Trinkwasser oder Abwasser, abhängig, sondern auch in starkem Maße von der Breite des zu durchfahrenden Baches oder Flusses sowie von der Uferausbildung und den Möglichkeiten einer Vormontage. Bei schmalen, flach verlaufenden Ufern wird man andere Konstruktionen wählen als an steilen Böschungen, wo nur mit Formstücken den vorhandenen Böschungswinkeln gefolgt werden kann. Daneben sind natürlich die Nennweite, der Betriebsdruck sowie das hydraulische Verhalten der Rohre für die Konstruktion ausschlaggebend. Bei einer Abwasser-Dükerleitung, die Schweb- oder gar Feststoffe mittransportiert, können bei schlecht ausgelegtem Betriebsdruck und zu großer Nennweite

Bild 1: Verlegung eines Dükers im normalen Rohrgraben



aufgrund zu geringer Fließgeschwindigkeiten Ablagerungen auftreten, die im äußersten Fall zu Verstopfungen führen können. Das gleiche kann auch bei zu großen Richtungsänderungen eintreten, die durch den Einsatz von Bögen mit geringer Gradstellung vermeidbar sind. Für alle konstruktiven Lösungen umfaßt das Lieferprogramm des Werkstoffes duktilen Gußeisen eine genormte Vielfalt von Möglichkeiten. Sollten aufgrund der vorliegenden Anforderungen an die Dükerleitung oder an die geographischen Gegebenheiten Längskräfte durch die Verbindungen aufzunehmen sein, so stehen längskraftschlüssige, abwinkelbare Muffenverbindungen zur Verfügung, durch deren Einsatz in vielen Fällen erhebliche Vereinfachungen der Konstruktion erreicht werden können.

Einbringungsverfahren

Eine Dükerleitung ist immer nur so gut wie ihre Verlegung.

Wie schon bei Planung und Konstruktion der Dükerleitung Theorie und Praxis Hand in Hand gehen müssen, so gilt es, beim Einbringen des Dükers die Theorie in die Praxis umzusetzen, denn hier gilt es, die Erfahrung des Rohrverlegers für das Projekt zu nutzen. Aus der Vielfalt der Dükerverlegungsmöglichkeiten sollen hier einige charakteristische Verfahren an Hand von Beispielen erläutert werden, für die sich duktile Gußrohre hervorragend geeignet und verletechnisch gut bewährt haben.

1. Verlegung in offener Baugrube

Diese Verlegeart kann sowohl mit als auch ohne Spundwände, vor allem bei kleineren oder seichteren Gewässern angewandt werden. Die Dükertrasse wird dabei vorbereitet und die Rohrverlegung erfolgt einzeln, wie in einem normalen Rohrgraben. Ein wesentlicher Vorteil beim Einsatz duktiler Muffenrohre bei diesem Verfahren ist, daß man in den meisten Fällen das aufwendige und teure Setzen von Spundwänden oder gar ein Umleiten des Baches sparen kann, weil die Herstellung der Steckmuffenverbindungen auch unter diesen Bedingungen sicher und einfach auszuführen ist (Bild 1).

2. Verlegung durch Einheben

Bei nicht zu breiten Flüssen oder Kanälen mit steilen Böschungen wird bevorzugt das Einheben des

Dükers angewandt. Eine natürliche Begrenzung dieses Verfahrens ist durch das Gewicht des Dükers und durch das zum Einsatz vorgesehene Hebezeug gegeben. Düker, die nach diesem Verfahren verlegt werden sollen, werden an Land liegend oder aufrecht einschließlich der aufsteigenden Äste fertig montiert und einer Druckprobe auf Dichtheit unterzogen.

Die auftretenden Längskräfte aus dem Innendruck verlangen zugfeste Verbindungen. Das kann durch die bekannten und bewährten TYTON-Schubsicherungen oder durch Hilfskonstruktionen erreicht werden (Bild 2).

Das Bild zeigt einen Doppeldüker DN 500 und DN 1000 von 32 m Länge im Montagegerüst. In dieser Lage wurden die Düker einer Dichtheitsprüfung mit 7 bar Wasser unterzogen. Der Düker DN 500 wurde unter diesem Druck stehend direkt abgesenkt. Der Düker DN 1000 wurde zur Gewichtsverringerung leergepumpt und mittels Traverse über die Dükerinne eingeschwenkt. In dieser Lage wurde er über 2 Schläuche mit Wasser gefüllt und bei einer Wasserfüllung bis zur halben Höhe der aufsteigenden Äste in die vorbereitete Dükersohle abgesenkt. Die Lage der beiden Düker wurde durch einen Taucher überprüft, der die exakte Lage beider Düker bestätigen konnte. Ein wesentlicher Vorteil des Einhebeverfahrens ist, daß das Ausbaggern der Dükerrihre bis kurz vor dem Absenken geschehen kann.

3. Verlegen durch Einschwimmen

Dieses Verfahren wird bevorzugt bei flachen Böschungen angewandt. Hier kommen die Vorteile der Muffenverbindungen, insbesondere ihre gute Abwinkelbarkeit, zum Tragen. Die Montage des Dükers kann je nach vorhandenem Montageplatz parallel oder senkrecht zum Ufer durchgeführt werden. Kann der Düker schwimmfähig gehalten werden, so sind Montagegerüste oder dergleichen nicht erforderlich. Bei diesem Verfahren lassen die längskraftschlüssigen Verbindungen während des Einschwimmvorganges eine gewisse Abwinkelung zu, so daß die durch die Strömung erzeugte Kraft günstig verteilt werden kann. Vor allem dann, wenn der Düker in Fließrichtung eingeschwommen werden kann. Nach erfolgreicher Druckprobe wird der Düker über die ausgebagerte Rinne gezogen und dort durch Fluten und gleichzeitiges Entfernen der Pontons in seine vorgesehene Lage abgesenkt. Auch

Bild 2: Düker DN 500 und DN 1000 im Montagegerüst



Bild 3: Fertigmontierter Düker DN 600 und DN 700 mit Pontons vor dem Einschwimmen



hier passen sich die beweglichen Muffenverbindungen dem Dükerbett gut an (Bild 3).

4. Verlegen durch Einziehen

Bei diesem Verfahren werden die Arbeitsgänge Einschwimmen und Absenken vereint. Die Vorteile liegen darin, daß auch sehr lange Dükerleitungen auf diese Weise eingebracht werden können. Selbst wenn der Platz auf einer Uferseite für die Vormontage des gesamten Stranges nicht ausreicht, können Leitungsabschnitte parallel zueinander vormontiert werden, die dann etappenweise eingezogen und dabei zusammengefügt werden. Der auf den Bildern 4 und 5 dargestellte Düker, bestehend aus 6 Leitungen DN 150, wurde in seiner gesamten Länge auf einer Blechbahn montiert, die ihrerseits lose auf Loren lag. Da diese Blechbahn die Zugkräfte während des Einziehens aufzunehmen hatte, konnten die Muffenverbindungen ihre volle Abwinkelbarkeit ausnutzen. Wie aus Bild 4 ersichtlich wird, waren die nicht längskraftschlüssig verbundenen Rohre über auf das Blech geschweißte Gewindestangen und Holzjoche in ihrer Lage gehalten. Die Rohre waren so verlegt, daß die Muffenverbindungen der 6 parallelen Leitungen auf einer Höhe lagen und damit die größtmögliche Abwinkelbarkeit beim Einziehen erreicht wurde. Durch Anheben und Vorziehen wurde der Düker auf eine ca. 10 m lange Stahlrampe gelegt (Bild 5). Während des Einziehens, das mit etwa 1 m pro Minute geschah, konnten die Loren seitlich in eine Grube rollen und wurden von dort mit einem Kran herausgeholt. Das Einziehen geschah über 2 Winden, deren Zugseile so ausgelegt waren, daß sie sehr stark durchhängen und dadurch die Schifffahrt auf dem Rhein nicht gestört werden konnte. Doppeldüker kleinerer Nennweiten oder auch Einfachdüker großer Nennweiten können bei Einsatz von längskraftschlüssigen Muffenverbindungen ohne jegliche Art von Gleit- oder Rollbahnen eingezogen werden. Anstelle der längskraftschlüssi-

Bild 4: Montage des 6fach-Dükers DN 150



Bild 5: Auflegen des Zugkopfes auf die Gleitbahn

gen Muffenverbindungen können die Rohre auch durch durchgehende Zuganker in Höhe der Rohrachse verbunden werden. Auch bei diesem Einbringverfahren können die Ansätze der aufsteigenden Äste vormontiert und mit eingezogen werden, so daß die Montage der anschließenden Leitungsstränge nach Einziehen des Dükers ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden kann.

Zusammenfassung

Aus den geschilderten Beispielen zum Einbringen von Dükern zeigt sich, daß Rohre aus duktilem Gußeisen mit beweglichen oder auch mit längskraftschlüssigen Muffenverbindungen sich für alle Möglichkeiten zum Einbringen einer Dükerleitung eignen. Eine Dükerleitung aus duktilem Druckrohrmaterial erfüllt alle an sie gestellten Anforderungen, sowohl an den Rohrwerkstoff als auch an die konstruktiven Erfordernisse der Montage und Verlegbarkeit.

In besonderen Fällen empfiehlt es sich, die Technischen Dienste der Gußrohrwerke zu Rate zu ziehen.

Rohre aus duktilem Gußeisen bei extremen äußeren Belastungen

Von Hansgeorg Hein

1. Allgemeines

Die Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und Leitungen [1] ist auch für eingeedete Druckrohre anwendbar.

Es ist jedoch zu untersuchen, wie die Beanspruchungen aus Innendruck und äußeren Belastungen zu überlagern sind.

Für das Rohr aus duktilem Gußeisen gilt folgendes:

- Das Gutachten von Prof. Wellinger [2] hat ergeben, daß beide Belastungen unabhängig voneinander zu betrachten sind.
- Die Dimensionierung erfolgt nach der größten der auftretenden Beanspruchungen.
- Versuche an eingeedeten verformungsfähigen Rohren [3] haben gezeigt, daß sich die größten Beanspruchungen aus äußeren Belastungen bei Innendruck Null einstellen, d. h. bei leeren oder teilgefüllten Leitungen.

2. Das System Rohr – Boden

Die Richtlinie benutzt die Vorstellung, daß Rohr und Boden zur Aufnahme der äußeren Belastungen aus Verkehr und Überdeckung herangezogen werden. Dabei spielt die Aktivierung des horizontalen Bettungsreaktionsdruckes q^* für verformbare Rohre eine ausschlaggebende Rolle. Es kommt aber auch hier darauf an, daß die Anteile der Belastung, die vom Rohr bzw. vom Boden aufgenommen wurden, in einem ausgewogenen Verhältnis zueinander stehen.

2.1 Deformation

Nach den Richtlinien errechnet sich die vertikale relative Durchmesseränderung δ_v eines Rohres zu

$$\delta_v = c_v^* \cdot \frac{q}{S_R} \quad (1)$$

mit q als Belastung, S_R als Rohrsteifigkeit und c_v^* als Verformungsbeiwert, der den Einfluß der Bettungsreaktion enthält.

Durch Umstellen der Gleichung (1) und Einsetzen von c_v^* erhält man:

$$q = \frac{\delta_v}{c_{v1}} \cdot S_R \cdot \frac{V_{RB} + 0,0658}{V_{RB} + 0,002} \quad (2)$$

V_{RB} ist das Steifigkeitsverhältnis Rohr/Boden

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} \quad (3)$$

Für Verlegung im Damm kann für die horizontale Bodenfestigkeit S_{Bh}

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot E_2 \quad (4)$$

gesetzt werden, mit E_2 als Bodenmodul neben dem Rohr. Setzt man für E_2 den Wert $\zeta \cdot E_2$, so gilt die Betrachtung auch für den Graben.

ζ beinhaltet den Einfluß der Grabenwände und der Grabenbreite auf den Bodenmodul E_2 ; ζ kann kleiner und größer als 1 sein. Für den Damm ist $\zeta = 1$.

Die Zahlenwerte gelten für alle Bettungswinkel; c_{v1} ist der vertikale Verformungsbeiwert unter vertikaler Belastung.

Für den das duktile Gußrohr interessierenden Bereich der Rohrsteifigkeit von $S_R = 0,05$ bis 10 N/mm^2 kann die Formel (2) in einer anderen, übersichtlicheren Form dargestellt werden:

$$q = \frac{\delta_v}{c_{v1}} \cdot (S_R + 0,036 E_2) \quad (5)$$

In dieser Darstellung läßt sich sehr deutlich der Einfluß des Rohres **und** des Bodens auf die Tragfähigkeit und Belastbarkeit übersehen.

2.2 Spannungen

Eine andere Möglichkeit der Abschätzung ergibt sich über die zulässigen Spannungen σ . Die Spannungen σ lassen sich nach folgender Beziehung errechnen:

$$\sigma = m_{qv} \cdot \frac{s}{d_m} \cdot \frac{E \cdot q}{S_R + 0,0024 E_2} \quad (6)$$

Darin sind:

- E E-Modul des Rohrmaterials
- s Rohrwanddicke
- d_m mittlerer Rohrdurchmesser
- m_{qv} Momentenbeiwert für vertikale Belastung

2.3 Kennwerte

Für die maximale relative Durchmesseränderung δ_v ist ein Wert von 0,04 entsprechend 4% vorgegeben.

Dieser Wert muß für kleine Nennweiten reduziert werden, da sonst die zulässige Biegespannung überschritten wird. Entsprechend den Festlegungen in [1] ergibt sich die Grenzdeformation δ_{vgr} zu

$$\delta_{vgr} = 1 + 0,003 \text{ DN} \% \quad (7)$$

$$\delta_{vgr} \leq 4 \%$$

3. Belastung

Die Belastung q eines Rohres wird durch das Verhältnis der Eigensteifigkeit zur Bodensteifigkeit neben dem Rohr bestimmt. Sie setzt sich aus der Erdlast p_E

und der Verkehrslast p_v zusammen; ferner ist die seitliche Entlastung durch das Erddruckverhältnis K_2 berücksichtigt. Für Dammleitungen gilt dann:

$$q - q_v - q_h = (\lambda_R - K_2 \cdot \lambda_B) \cdot \gamma \cdot H + p_v \quad (8)$$

$\gamma \cdot H$ ist hier das belastende Erdprisma über dem Rohr. $K_2 \cdot \lambda_B$ ist der entlastende Anteil aus dem passiven seitlichen Erddruck.

λ_R und λ_B sind Beiwerte, die die Lastkonzentration bzw. Lastminderung über und neben dem Rohr bezeichnen. λ_B und λ_R sind miteinander verknüpft.

Für den üblichen Verfüllboden hat K_2 einen Wert von 0,3. Der Wert von λ_R kann als Funktion des Steifigkeitsverhältnisses V_{RB} in der Form

$$\lambda_R = 1,5 + 0,165 \ln V_{RB} \quad (9)$$

ausgedrückt werden.

Mit $K_2 = 0,3$ und

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (10)$$

wird dann der Ausdruck

$$\lambda_R - K_2 \cdot \lambda_B = 1,25 + 0,1815 \cdot \ln V_{RB} \quad (11)$$

bzw. mit (4)

$$\lambda_R - K_2 \cdot \lambda_B = 1,343 + 0,1815 (\ln S_R - \ln E_2) \quad (12)$$

Um späteren Setzungen Rechnung zu tragen, werden die λ_R -Werte ≤ 1 nicht berücksichtigt.

Die Belastung eines Rohres entspricht mindestens dem Erdprisma $\gamma \cdot H$.

4. Maximale Überdeckungshöhen

4.1 Hohe Überdeckungen

Bei hohen Überdeckungen H kann p_v in (8) vernachlässigt werden. Unter Berücksichtigung von (5) und (12) wird dann die zulässige Überdeckungshöhe H

$$H = \frac{\delta_v}{c_{v1} \cdot \gamma} \cdot \frac{S_R + 0,036 \cdot E_2}{1,343 + 0,1815 (\ln S_R - \ln E_2)} \quad (13)$$

Mit $c_{v1} = 0,0833$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ und $\delta_v = 0,04$ (4%) wird der Wert

$$\frac{\delta_v}{c_{v1} \cdot \gamma} = 24 \quad (14)$$

mit S_R und E_2 in N/mm^2 ergibt sich H in m.

Für δ_v gilt die Einschränkung aus Gleichung (7). Der Wert von c_{v1} bezieht sich auf einen Aufwinkeln von 180° ; für kleinere Aufwinkeln wird dieser Wert entsprechend kleiner.

Die Formel (13) enthält den Einfluß von Rohr (S_R) und Boden (E_2) getrennt voneinander.

Von Interesse ist die maximale Überdeckungshöhe H_0 , wenn das Rohr praktisch allein die Belastung übernimmt. Für E_2 wird ein Wert von $0,3 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt, der nur die Hälfte des kleinsten in der Richtlinie festgelegten Kennwertes darstellt. Ein direkter Übergang für E_2 gegen Null ist von Seiten der Bodenmechanik nicht sinnvoll.

$$H_0 = \frac{\delta_{vgr}}{c_{v1} \cdot \gamma} \cdot \frac{S_R + 0,0108}{1,56 + 0,1815 \ln S_R} \quad (15)$$

In der folgenden Tabelle 1 sind die H_0 -Werte als Funktion der Steifigkeit S_R , dem Aufwinkeln 2α , der entsprechenden Nennweite DN und der Grenzverformung δ_{vgr} aufgetragen.

Tabelle 1

S_R	0,05	0,1	0,3	1	3	5	10
2α (°)	180°	180°	180°	180°	120°	90°	60°
DN	2000	1600	1000	600	300	200	100
δ_{vgr} (%)	4%	4%	4%	2,8%	1,9%	1,6%	1,3%
H_0 (m)	1,5	2,5	5,6	12	18,1	22,5	24

Die Formel (13) wurde für verschiedene E_2 -Werte ausgewertet. Dabei wurden die Randbedingungen aus Tabelle 1 berücksichtigt. Die E_2 -Werte entsprechen denen, die für die Bodenarten G1 bis G4 bei lagenweiser Verdichtung der Verfüllung ohne Nachweis der Proctor-Dichte erreicht werden [1]; siehe Tabelle 2.

Tabelle 2

Bodenart	D_{pr} (%)	E_2 (N/mm^2)
G1	95	16 Nichtbindige Böden
G2	95	8 Schwachbindige Böden
G3	92	3 Bindige Mischböden
G4	92	2 Bindige Böden
Zur besseren Übersicht wurden drei weitere Böden berücksichtigt.		
G1	97	23
G2	97	11
G3	95	8

4.2 Verkehrslasten

Zur Ermittlung der Belastung aus dem Straßenverkehr dient die Gleichung (8) in der Form, daß nur p_v berücksichtigt wird. Die p_v -Werte werden in Überdeckungshöhen H_v ausgedrückt:

$$H_v = \frac{p_v}{\gamma} + H \quad (16)$$

Mit $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ wird

$$H_v = 50 \cdot p_v + H \text{ (m)} \quad (17)$$

wobei p_v die Verkehrslast einschließlich Stoßfaktor ist; sie wird in N/mm^2 eingesetzt.

5. Darstellung der Ergebnisse

In der Gleichung (13) bzw. (15) sind die Überdeckungshöhe H , die Rohrsteifigkeit S_R und der Bodenmodul E_2 enthalten. Die entsprechenden Werte umfassen mindestens je zwei Zehnerpotenzen, so daß sich für die Darstellung von (13) bzw. (15) eine doppelt-logarithmische Auftragung empfiehlt. Um den Einfluß des Rohres selbst auf das gesamte Tragverhalten deutlich darzustellen, wurde folgende Auftragung, wie sie im Diagramm wiedergegeben ist, gewählt.

H ist eine Funktion der Rohrsteifigkeit S_R ; E_2 ist der Parameter. Die Steifigkeit S_R wird in DN- und K-Werte überführt, so daß von der Rohrdimension ausgegangen werden kann. In einer gesonderten Darstellung ist der Zusammenhang zwischen der Bodenart G und dem Verdichtungsgrad D_{pr} (%) gegeben, wobei die normale Verdichtung in Lagen ohne Nachweis der Proctordichte besonders herausgehoben ist.

In das Diagramm sind ebenfalls die ertragbaren Verkehrsbelastungen H_V eingetragen, und zwar für den SLW 60. Parameter ist hier die Überdeckungshöhe H , beginnend mit 0,3 m.

5.1 Allgemeine Schlußfolgerungen

Im Bereich unterhalb der Kurve $E_2 = 0$ sind für Rohre aus duktilem Gußeisen keine besonderen Anforderungen an die Bodenverdichtung zu stellen; insbesondere ist kein spezielles Verfüllmaterial erforderlich. Damit sind praktisch alle Rohre bis DN 400 für Überdeckungen bis 10 m und Verkehrslasten SLW 60 erfaßt.

Bei Verlegung in schwachbindigen Sand oder Kies – entsprechend Bodengruppe G2 mit 95% Proctordichte – sind alle Nennweiten für Überdeckungshöhen von 0,3 bis 18 m bei Verkehrslast SLW 60 einsetzbar. Interessant ist die Feststellung, daß der Einfluß der Wanddickenklasse im Bereich der Bodenmodule $E_2 \geq 8 \text{ N/mm}^2$ praktisch verschwindet.

5.2 Beispiele und ausgeführte Leitungen

Zur Erläuterung des Diagramms soll folgendes Beispiel dienen:

- Gegeben: DN 700, K 9
 $H = 12 \text{ m}$; SLW 60; Dammbedingung
- Gesucht: Verlegebedingung
 Es wird der Schnittpunkt von $H = 12 \text{ m}$ und DN 700 / K 9 gesucht; er liegt auf der Kurve $E_2 = 2 \text{ N/mm}^2$; man folgt der Kurve nach links bis zum Ende des Diagramms, von wo man horizontal auf die Darstellung der Bodenwerte stößt. Im vorliegenden Falle genügt ein Boden G3 mit 90% D_{pr} bzw. ein normal verdichteter Boden G4 mit D_{pr} 92%.

Aus dem vorliegenden Beispiel ist auch zu ersehen, welchen Anteil sowohl der Boden als auch das Rohr übernehmen:

- Das Rohr allein ist für eine Belastung von $H = 8,5 \text{ m}$ geeignet (Schnittpunkt DN 700 / K 9 mit $E_2 = 0$); die restlichen 3,5 m werden vom Boden übernommen. Unvollkommenheiten in der Bodenverdichtung werden vom Rohr ausgeglichen.

Als ausgeführte Maßnahme ist eine Leitung DN 1400, K8 mit 30 m Überdeckungshöhe im Diagramm eingetragen (Bild 1). Im vorliegenden Falle liegt das Rohr in einem nicht-bindigen Schieferboden, Bodengruppe G1, der mit 97 bis 100% Proctordichte gemessen wurde; E_2 etwa 25 bis 30 N/mm^2 . Der Schnittpunkt mit der Geraden DN 1400 / K 8 ergibt eine zulässige Überdeckungshöhe von $H = 40 \text{ m}$. Im vorliegenden Falle wurde bei 30 m Überdeckung eine relative Durchmesseränderung δ_v von etwa 3% gemessen. Die Formel (13) läßt eine Umrechnung von δ_v über die Überdeckungshöhen zu. Die im Diagramm gefun-

denen 40 m Überdeckung gelten für eine Deformation von 4%; bei $H = 30$ ist eine Deformation von 3% zu erwarten, was mit den Messungen übereinstimmt.

In Bild 2 ist eine Leitung DN 1000 zu sehen, die von Baustellenfahrzeugen mit 100 t Gesamtgewicht entsprechend 50 t Achslast überfahren wird; die Überdeckung beträgt 30 cm. Als Verfüllboden diente ein Sand-Kiesgemisch, Bodengruppe G2, welches bei einer 100%igen Verdichtung ebenfalls Bodenwerte E_2 von 25 bis 30 N/mm^2 ergibt.

Der Schnittpunkt der Geraden DN 1000 / K 8 schneidet die 0,3-Verkehrslastlinie in einem Punkt, der einer Überdeckung H von etwa 7,5 m entspricht. Dieser Wert muß über die Achslasten des SLW 60 entsprechend 20 t auf die 50 t Achslast des Baustellenfahrzeuges umgerechnet werden; die Belastung des Rohres entspricht dann etwa der einer Überdeckung von 20 bis 25 m. Es würde hier ein E_2 von etwa 11 N/mm^2 ausreichen, so daß bis zu den vorhandenen E_2 -Werten von 25 bis 30 N/mm^2 noch eine zusätzliche Sicherheit besteht. Die gemessenen Verformungen lagen unter 2%.

6. Zusammenfassung

Es wird ein Diagramm vorgestellt, aus welchem sich die Bedingungen für den Einbau erdverlegter Rohre aus duktilem Gußeisen ablesen lassen. Ferner zeigt die Darstellung den großen Anteil des duktilen Rohres an der Aufnahme äußerer Belastungen. Die gemachten Einschränkungen, wie z. B. Dammbedingung usw., liegen auf der sicheren Seite. Mit Hilfe der im Text angegebenen Formeln lassen sich auch andere Lastfälle behandeln.

Das Diagramm soll keine statische Berechnung ersetzen; es soll jedoch die Abschätzung ermöglichen, ob eine solche Berechnung überhaupt nötig ist.

Bild 1: Duktile Gußrohre DN 1400, Klasse K 8, mit einer Erdüberdeckung von 30 m





Bild 2: Duktile Gußrohre DN 1000, Klasse K 8, mit einer Überdeckung von 30 cm

Schrifttum

- | | |
|--|---|
| <p>[1] ATV-Arbeitsblatt A 127
Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen
Ausgabe Dezember 1984</p> <p>[2] K. Wellinger und H. Gaßmann
Die Berechnung duktiler Schleudergußrohre</p> | <p>Technisch-wissenschaftliche Berichte der MPA Stuttgart, Heft 65-01 (1965)</p> <p>[3] H. Hein
Berechnungsgrundlagen für erdverlegte duktile Gußrohre nach den neuen Normen DIN 28 600 und DIN 28 610
FGR-Informationen für das Gas- und Wasserfach, Heft 16, Februar 1981</p> |
|--|---|



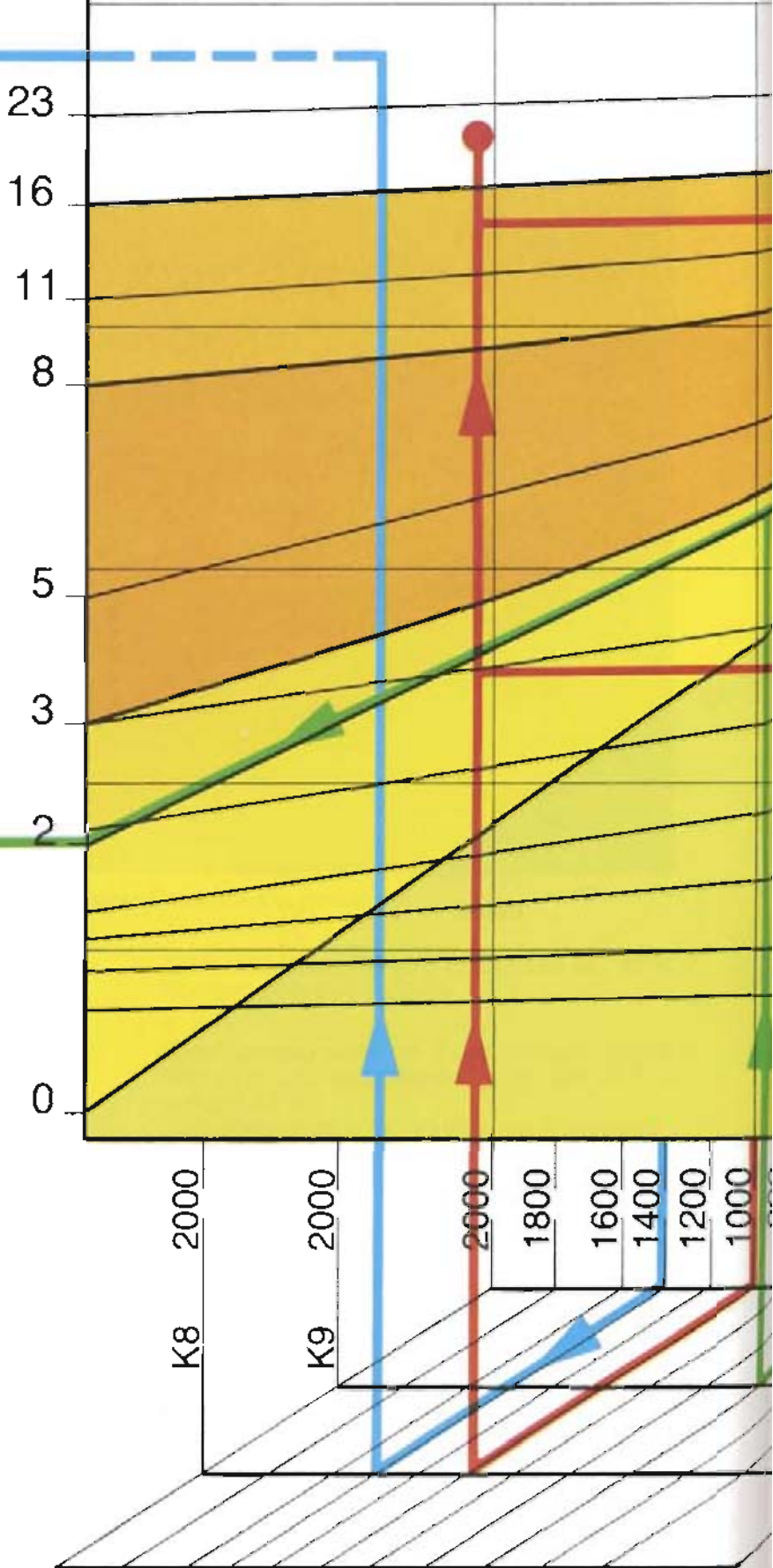
Zulässige Überdeckungshöhe H als Funktion von DN, K, E_2 , D_{pr1} Bodenart G und Bettung B_1

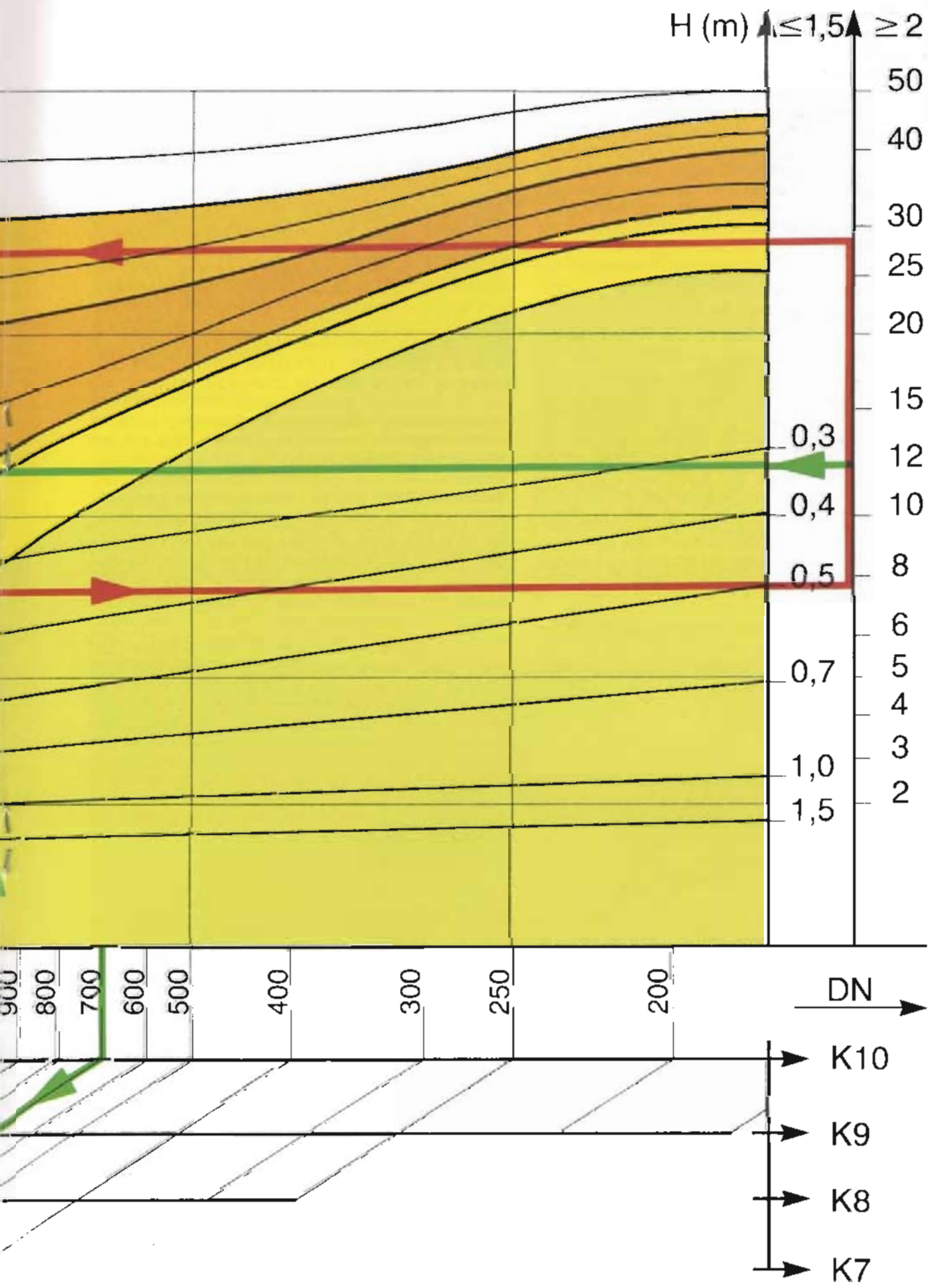
Überdeckungshöhe H	(m)	
Bodenart:	G1	nichtbindiger Boden (Kies, Schotter)
	G2	schwachbindiger Boden (Sand, Kies)
	G3	bindiger Mischboden (Verwitterungsboden)
	G4	bindiger Boden (Ton, Lehm)
Bodenverdichtung	D_{pr}	Proctordichte (%)
Bettung	B_1	Dammverlegung
Bodenmodul	E_2	(N/mm ²)
Nennweite	DN	
Klasse	K7	
	K8	
	K9	
	K10	

▲ Dpr (%)

100			
97			
95	100		
	97	100	
92	95	97	100
			97
	92	95	95
		92	
90	90	90	92
			90
Bodengruppe			
G1	G2	G3	G4

▲ E₂





Beispiele

Beispiel 1 (grün):

- Gegeben: DN 700, K 9
H = 12 m; SLW 60; Dammbedingung
- Gesucht: Verlegebedingung
Es wird der Schnittpunkt von H = 12 m und DN 700 / K 9 gesucht; er liegt auf der Kurve $E_2 = 2 \text{ N/mm}^2$; man folgt der Kurve nach links bis zum Ende des Diagramms, von wo man horizontal auf die Darstellung der Bodenwerte stößt. Im vorliegenden Falle genügt ein Boden G3 mit 90 % D_{pr} bzw. ein normal verdichteter Boden G4 mit D_{pr} 92 %.

Aus dem vorliegenden Beispiel ist auch zu ersehen, welchen Anteil sowohl der Boden als auch das Rohr übernehmen:

- Das Rohr allein ist für eine Belastung von H = 8,5 m geeignet (Schnittpunkt DN 700 / K 9 mit $E_2 = 0$); die restlichen 3,5 m werden vom Boden übernommen. Unvollkommenheiten in der Bodenverdichtung werden vom Rohr ausgeglichen.

Beispiel 2 (blau):

Als ausgeführte Maßnahme ist eine Leitung DN 1400, K 8 mit 30 m Überdeckungshöhe im Diagramm eingetragen. Das Rohr liegt in einem nicht-bindigen Schieferboden, Bodengruppe G1, der mit 97 bis 100 % Proctordichte gemessen wurde; E_2 etwa 25 bis

30 N/mm^2 . Der Schnittpunkt mit der Geraden DN 1400 / K 8 ergibt eine zulässige Überdeckungshöhe von H = 40 m. Im vorliegenden Falle wurde bei 30 m Überdeckung eine relative Durchmesseränderung δ_v von etwa 3 % gemessen. Die Formel (13) läßt eine Umrechnung von δ_v über die Überdeckungshöhen zu. Die im Diagramm gefundenen 40 m Überdeckung gelten für eine Deformation von 4 %; bei H = 30 ist eine Deformation von 3 % zu erwarten, was mit den Messungen übereinstimmt.

Beispiel 3 (rot):

Eine Leitung DN 1000 wird von Baustellenfahrzeugen mit 100 t Gesamtgewicht entsprechend 50 t Achslast überfahren; die Überdeckung beträgt 30 cm. Als Verfüllboden diente ein Sand-Kiesgemisch, Boden-Gruppe G2, welches bei einer 100%igen Verdichtung ebenfalls Bodenwerte E_2 von 25 bis 30 N/mm^2 ergibt.

Der Schnittpunkt der Geraden DN 1000 / K 8 schneidet die 0,3-Verkehrslastlinie in einem Punkt, der einer Überdeckung H von etwa 7,5 m entspricht. Dieser Wert muß über die Achslasten des SLW 60 entsprechend 20 t auf die 50 t Achslast des Baustellenfahrzeuges umgerechnet werden; die Belastung des Rohres entspricht dann etwa der einer Überdeckung von 20 bis 25 m. Es würde hier ein E_2 von etwa 11 N/mm^2 ausreichen, so daß bis zu den vorhandenen E_2 -Werten von 25 bis 30 N/mm^2 noch eine zusätzliche Sicherheit besteht. Die gemessenen Verformungen lagen unter 2 %.

Neuorientierung der Wasserversorgung im Großraum Koblenz – Ein Überblick

Von Wolfgang Heuser

1. Die Entwicklung

Zwanzig Brunnennachbarschaften gewährleisteten bis zum Jahre 1854 in Alt-Koblenz die Trinkwasserversorgung und hatten daneben auch die Aufgabe, die Löschwasserbereitstellung und die Brandbekämpfung sicherzustellen. Der Bau der „Metternicher Quellwasserleitung“ durch Kurfürst Clemens Wenzeslaus in den Jahren 1783 bis 1786, der vorzugsweise für die Wasserversorgung des Koblenzer Residenz-Schlusses erfolgte, hatte auch den Anschluß von anderen öffentlichen Brunnen und Gebäuden

ermöglicht. Damit war vor 200 Jahren der erste Schritt zur zentralen Wasserversorgung getan.

Auf der Grundlage von Probebohrungen auf der damaligen Insel Oberwerth im Jahre 1878 wurde 1885 und 1886 das mit Gasmotoren betriebene Wasserwerk „Oberwerth“ mit einer Tagesleistung von 5 000 m³/d errichtet. Zugehörig war ein Hochbehälter mit 2 200 m³ Nutzinhalt in 3 überwölbten Wasserkammern sowie ein Rohrnetz von 14 000 m Rohrleitungen der Nennweiten DN 80 bis DN 350. Das Wasserwerk „Oberwerth“ bildete nach mehrfacher Erweiterung und Umstellung – neben einer Vielzahl von dezentralen Quell- und Stollenfassungen und 2 kleineren Wassergewinnungsanlagen – die Hauptstütze der Koblenzer Wasserversorgung.

1954 bis 1956 wurde dieses Wasserwerk nach fast 70jährigem Betrieb durch einen Neubau mit Horizontalfilterbrunnen an gleicher Stelle ersetzt.

Die Verschlechterung der Rohwasserqualität des Rheinuferfiltrats erforderte 1964 bis 1966 den Bau einer Aufbereitungsanlage und die Stabilisierung des Wasserdargebotes durch einen weiteren Horizontalfilterbrunnen. Einwohnerzuwachs durch Eingemeindung, Ausbau eines bedeutenden Industrie- und Gewerbegebietes und Zunahme des Wasserbedarfes führten 1971 im Norden der Stadt – im Neuwieder Becken – zur Abgrenzung und im März 1982 zur Festsetzung von Wasserschutzgebieten für die zukünftige Wassersicherstellung der Stadt Koblenz.

1973/74 wurde im Neuwieder Becken die Wasserwerk Koblenz/Weißenthurm GmbH gegründet mit der

Bild 1: Koblenz – Stadt an Rhein und Mosel und Oberzentrum am Mittelrhein



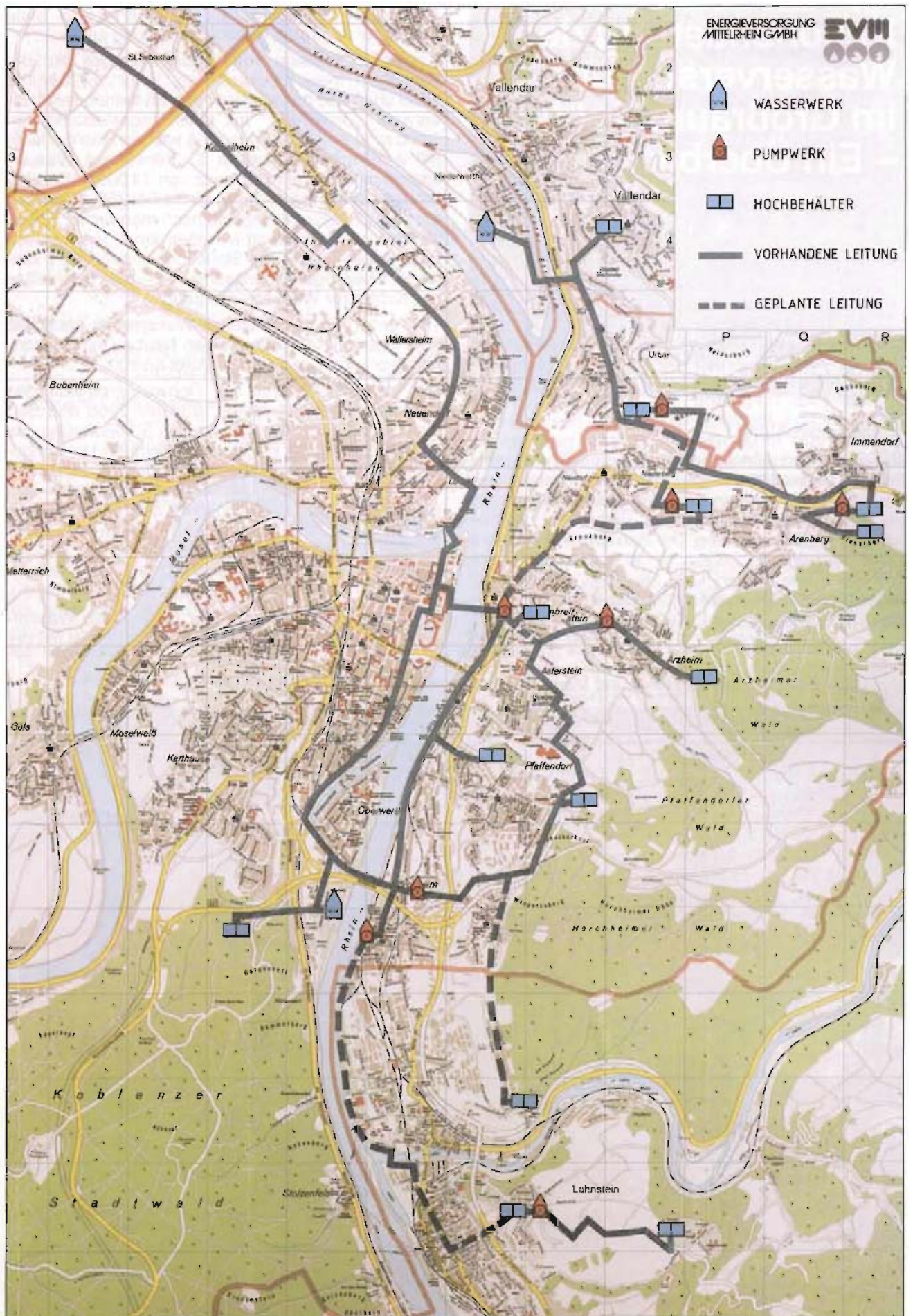


Bild 2: Übersichts-Lageplan mit den wesentlichen Hauptanlagen

Zielsetzung, die Gesellschafter Stadtwerke Koblenz GmbH und Verbandsgemeinde Weißenthurm mit Wasser zu beliefern. Umfassende Gutachten und die Bearbeitung im Rahmen eines mathematischen Grundwassermodells zeigten auf, daß im linksrheinischen Neuwieder Becken zusätzliche Wassergewinnungsmöglichkeiten von 25 bis 30 Mio m³ Grundwasser/Jahr bestehen.

Das Neuwieder Becken zwischen Koblenz und Andernach tritt innerhalb des sonst sehr engen Mittelrheintals morphologisch deutlich in Erscheinung. Das rund 17 km lange und bis 8 km breite Becken wurde bruchtektonisch bereits vor dem Mittelmiozän angelegt. Der präquartäre Untergrund wird von unterdevonischen Ton- und Grauwackenschiefern, vereinzelt auch von Grauwacken und Quarziten aufgebaut.

Darüber liegen quartäre Sedimente unterschiedlicher Art und Entstehung. Vorwiegend handelt es sich hier um die sandig-kiesigen Aufschüttungen des Rheins (Terrassenschotter) einschließlich der sie überlagernden feinkörnigen Hochflutbildungen.

Hinzu kommen äolische Sedimente wie Löß und Flugsand sowie vulkanische Lockersteine, u. a. Laacher Bimsstein.

Abgesehen von Randbereichen und Störzonen bilden die Niederterrassenschotter des Beckens einen Grundwasserleiter mit guter hydraulischer Leitfähigkeit. Der Schotterkörper hat eine Stärke von 12 bis 25 m bei einer grundwassererfüllten Mächtigkeit von durchschnittlich 10 bis 12 m. Die ermittelten Transmissivitäten liegen im Bereich von 20 bis 100 · 10⁻³ m²/s; die Kf-Werte zwischen 2 bis 10 · 10⁻³ m/s.

Das Neuwieder Becken stellt das größte zusammenhängende Grundwassergewinnungsgebiet im nördlichen Rheinland-Pfalz dar und wird in Zukunft für die Wasserversorgung des ganzen Raumes von überragender Bedeutung sein.

Die Anpassung und der Ausbau der Wasserversorgung von Koblenz erfolgt auf der Basis einer grundlegenden Generalplanung mit der Absicht, die Ausbaumaßnahmen harmonisch und zeitgerecht der Entwicklung und den Erfordernissen anzupassen (Bild 2). In einer ersten Bauphase wurden die umfangreichen Maßnahmen zur Integration der neu eingemeindeten 10 Stadtteile mit ca. 23 000 Einwohnern und ca. 1,1 Mio m³ Jahresverbrauch durchgeführt. Der weitere Ausbau sieht die Neuorientierung der Wasserversorgung auf der rechten Rheinseite vor (Bild 3).

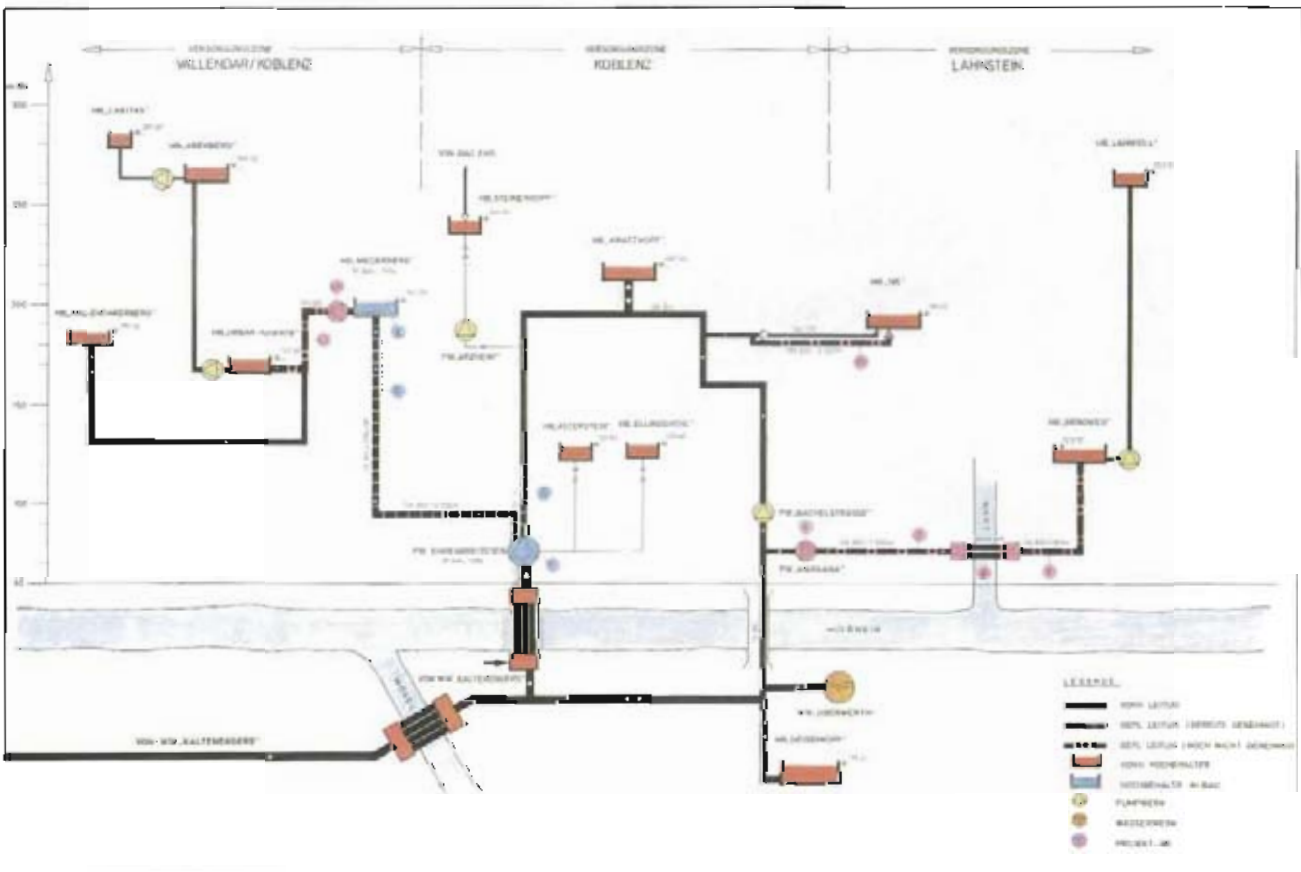
2. Der Rheindükerstollen zwischen Koblenz und Ehrenbreitstein

Die Wassergewinnungsanlagen auf der rechten Rheinseite von Koblenz reichen seit langem zur Versorgung nicht aus, so daß das rechtsrheinische Koblenzer Gebiet auf Zulieferung von der linken Rheinseite her angewiesen ist. An Spitzentagen werden etwa 60 % des verbrauchten Wassers über eine Brückenleitung DN 300 zugeführt.

1979 bis 1982 wurde ein begehbare Versorgungstunnel im Schieferfels unter der Rheinsohle nach der „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise“ (NÖT) bergmännisch aufgeföhrt.

In diesem Dükerstollen sind neben Abwasserleitungen, die das Kanalsystem der rechten Rheinseite mit dem linksrheinisch gelegenen Klärwerk verbinden,

Bild 3: Schematische Übersicht der rechtsrheinischen Neuorientierung



auch 3 Trinkwasserleitungen DN 400 mitverlegt (Bild 4). Zur Verlegung wurden duktile Gußrohre mit ZM-Auskleidung, Klasse K 10, verwendet. Auch die beiden Dükerhäupter wurden mit Formstücken aus duktilem Gußeisen (GGG-ZM) ausgebildet.

Der Rheindüker stellt die Basis der zukünftigen rechtsrheinischen Versorgung dar und ist auch für Transportaufgaben für Nachbarbereiche mitdimensioniert.

Leistungsübersicht:

1. Betriebsstrang: $v = 1,6 \text{ m/s}$; $Q = 18\,000 \text{ m}^3/\text{d}$
2. Betriebsstrang: $v = 1,9 \text{ m/s}$; $Q = 40\,000 \text{ m}^3/\text{d}$

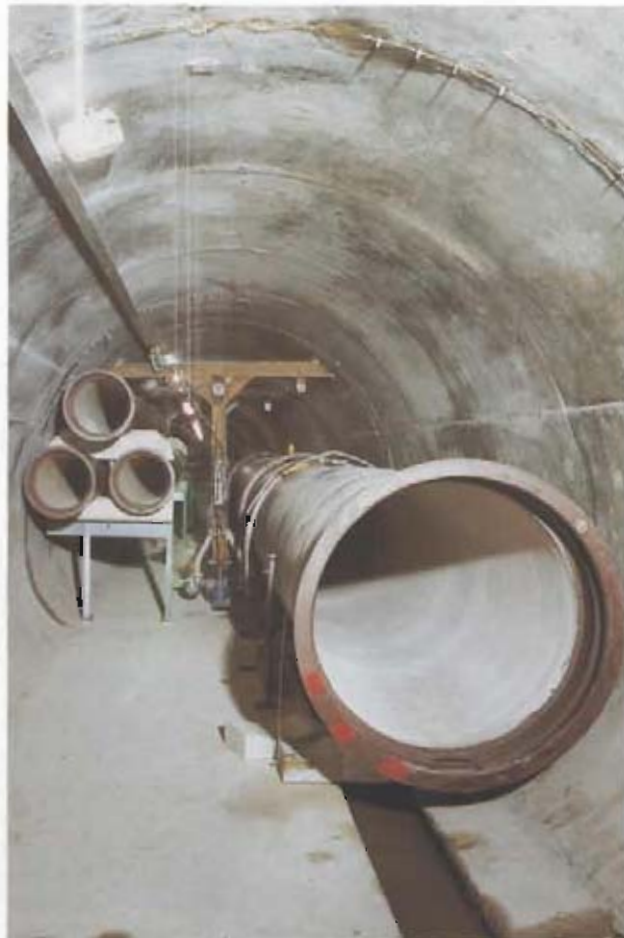
Das 3. Dükerrohr ist als Reserve bzw. zur zukünftigen Leistungssteigerung mitverlegt.

Nach Unterfahrung des Rheins steigen die Dükerrohre im rechtsrheinischen Dükerbauwerk ca. 30 m vertikal hoch (Bild 5), werden vereinigt und als Haupttransportrohrleitung in duktilem Gußrohr DN 500 ZM zum Pumpwerk „Ehrenbreitstein“ weitergeführt.

3. Pumpwerk „Ehrenbreitstein“

Das rechtsrheinische Koblenzer Stadtgebiet umfaßt eine eng begrenzte Tiefzone im Rheintal mit Ausläufern in Seitentälern, mehreren Zwischenzonen im Übergang vom Rheintal zu der hochliegenden Zwischenterrasse und eine umfangreiche Hochzone am Übergang zu den Höhenzügen des Westerwaldes. Das Versorgungsgebiet ist sehr stark gegliedert und

Bild 4: Der Dükerstollen unter dem Rhein in der Bauphase



Kenndaten des Pumpwerkes

Vordrucksituation: Ruhedruck ca. 6 bar
Betriebsdruck min. 4,5 bar

Pumpensatz	Förderleistung (m ³ /h)	max. Qd (m ³ /h)	Ausgangsdruck (bar)	Versorgungsgebiet
I	205	4100	22	KO-Niederberg-Zusatz für Vallendar
II	365	7300	24	Hoch- u. Zwischenzone rechte Rheinseite*
III	135	2700	7	Tiefzone rechte Rheinseite

* einschließl. Zusatz für Lahnstein

reicht von rd. 60 m + NN bis max. 300 m + NN. In den benachbarten Versorgungsunternehmen, dem Verbandswasserwerk Vallendar und dem städtischen Wasserwerk Lahnstein, zeichneter sich Wasserqualitätsprobleme und damit eine Bezugsnotwendigkeit ab. Durch die Energieversorgung Mittelrhein GmbH (EVM) als gemeinsame Betriebsführerin der drei Versorgungsunternehmen wurde daher ein technischer Verbund auf der Basis des Rheindükers mit nachgeschaltetem Pumpwerk geplant.

Dabei ist die Auslegung des Pumpwerksgebäudes auf eine Erweiterung bis zur Vollversorgung des Raumes erfolgt. Die 1. Ausbaustufe im maschinellen Teil sieht Anfangsbelieferungen der Nachbarbereiche bis insgesamt ca. 1,2 Mio m³/Jahr vor.

Es sind 3 Pumpensätze zu je 3 vertikalen Pumpen installiert. Das Pumpwerk „Ehrenbreitstein“ ist z. Zt. im Bau und wird wie alle wesentlichen Förderanlagen der Koblenzer Versorgung mit einem netzunabhängigen Notstromaggregat ausgestattet. Der Pumpenkeller liegt noch im Hochwasserbereich des Rheins und ist als wasserdichte Wanne ausgebildet. Der Baukörper wurde im Hinblick auf die umgebende Wohnbebauung mit besonderen Schallschutzmaßnahmen ausgestattet. Dabei waren folgende Bemessungswerte einzuhalten:

Nachtbetrieb 45 dBA
Tagbetrieb 60 dBA

Im Not- und Katastrophenfall sind die Werte bei Notstrombetrieb nicht verbindlich.

4. Verbundleitungen

Die Trassierung von größeren Rohrleitungsmaßnahmen ist heute in einem dichtbesiedelten Ballungsraum eine schwierige Ingenieuraufgabe. Die Einschränkung durch Verkehrswege, die Belegung möglicher Streckenabschnitte durch andere Versorgungsträger und die Forderung nach gutem Verkehrsfluß in den Stadtbereichen führt oftmals zu Rohrleitungstrassen, die hohe Anforderungen an Planung und Ausführung stellen.

Zur Realisierung des Verbundprojektes war neben dem Rheindükerstollen zur Bewältigung der Rheinkreuzung auch ein Lahndüker im Bereich der Stadt

Lahnstein zu verlegen. Auch bei dieser Baumaßnahme bot sich die Koordinierung der Abwicklung in einem kostengünstigen Gemeinschaftsprojekt mit Maßnahmen der Stadtentwässerung an.

Für die Trinkwasserversorgung wurden zwei Rohrleitungen DN 300 aus duktilem Gußeisen bis zur Uferlinie eingebaut. Die Lahnkreuzung erfolgte in 2 x DN 300 PE. Der Übergang von GGG (ZM) auf PE-Material wurde in Flanschenbauweise mit zusätzlicher Schubsicherung durch 2 dreiteilige Rohrbruchsicherungen (RBS) aus GGG, die mit Profilstahl-Zugankern verbunden sind, durchgeführt.

Die Montage des Dükerpaketes 4 x DN 300 + 1 x DN 100, 1 x DN 80 erfolgte auf einem 2 m breiten Blechband in Verlängerung der Dükerachse auf der rechten Lahnseite. Nach Aushub des Ufer einschnittes und des Rohrgrabens in der Lahn mit schwimmendem Gerät wurde der Düker unter Vorschaltung eines Zugschlittens, der mit den Bodenblechen verbunden war, eingezogen. Zur Auftriebssicherung wurden bei der Montage 4 Jutesäcke mit 100 dm³ Trockenbeton (\triangleq 210 kg/m) und während des Einziehvorganges weitere 10 Säcke (\triangleq 525 kg/m) eingebaut bzw. aufgelegt (Bild 6).

Neben den geschilderten Flußunterfahrungen erfolgte zum Anschluß der Rheininselgemeinde Nie-

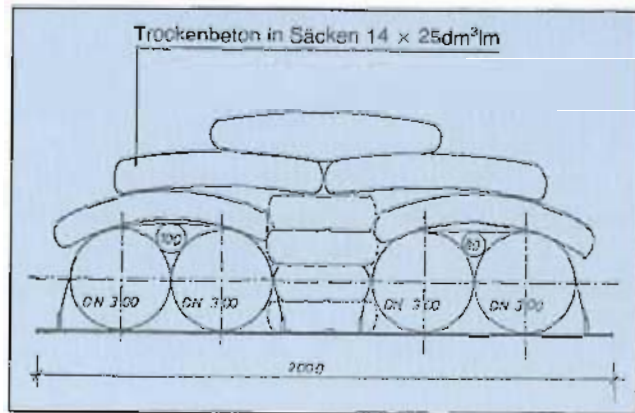


Bild 6: Querschnitt des Dükers Lahnstein

derwerth der Bau einer Brückenleitung über den Vallendarer Rheinarm. Im Hohlkörper der Brücke, also im Inneren der Brückenkonstruktion, waren zwar 1954 schon vorsorglich Aussparungen vorgesehen worden, jedoch waren diese Öffnungen nicht axial und auch für die vorgesehene Rohrleitung DN 150 zu klein.

Neue Vorschriften und Richtlinien ließen ein Aufbohren nicht zu. Außerdem wurden umfangreiche und aufwendige Sicherungen zur Vermeidung von Was-

Bild 5: Blick in das rechtsrheinische Dükerhaupt während der Bauphase



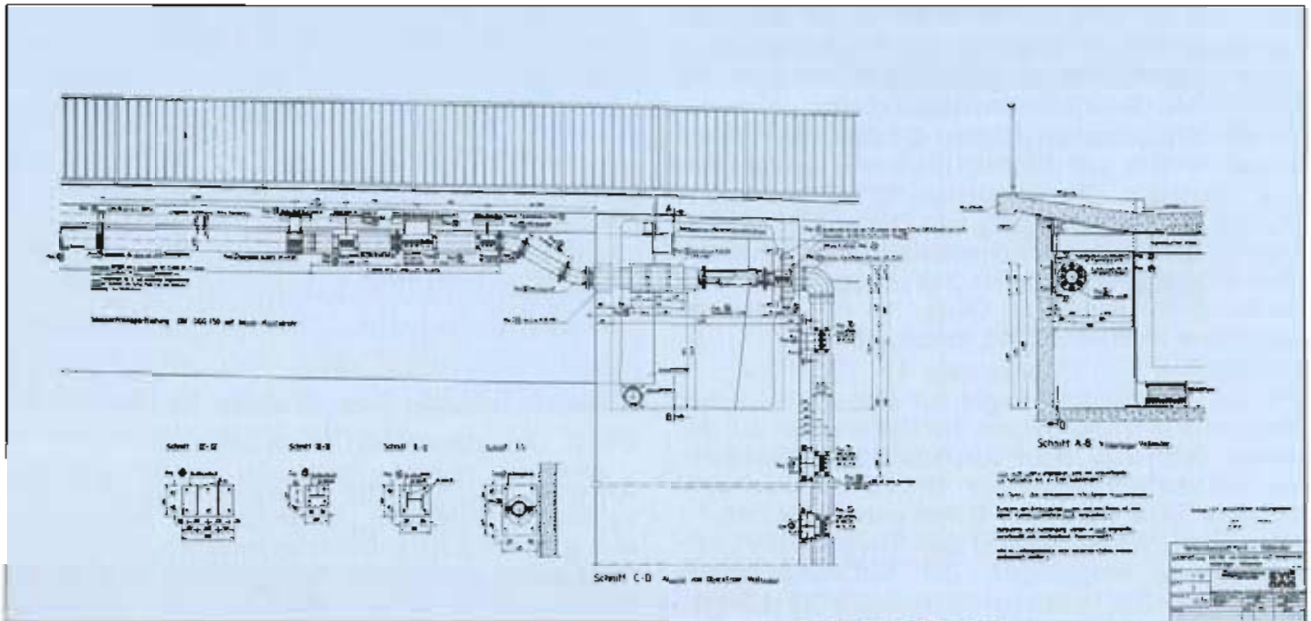


Bild 7: Konstruktion der Brückenleitung mit Aufhängung und Kompensationsteilen

serastritten in den Hohlkörper verlangt, um die Standsicherheit des Bauwerkes nicht zu gefährden. So blieb nur die seitliche Aufhängung an dem Kragarm des Fußgängerweges (Bild 7). Für dieses Projekt wurden auch zementmörtel ausgekleidete duktile Gußrohre verwendet. Die Rohre wurden mit einem 40 mm starken hochwärmedämmenden Mantel aus PU-Hartschaum umgeben ($\lambda = 0,024 \text{ W/mK}$ bei Raumtemperatur) und als Verbundrohr mit Asbestzementaußenmantel montiert. Mit dieser konstruktiven Lösung können selbst Standzeiten von 60 Stunden bei bis zu -15°C überbrückt werden (Bild 8).

Besondere Beachtung war den Längenänderungen beizumessen. Die ca. 190 m lange überhöhte Brücke hat einen Festpunkt und 4 bewegliche Lager. Dem war auch die Rohrbefestigung anzupassen, zumal die beiden Abgänge in den Brückenwiderlagern als starre Festpunkte ausgebildet sind.

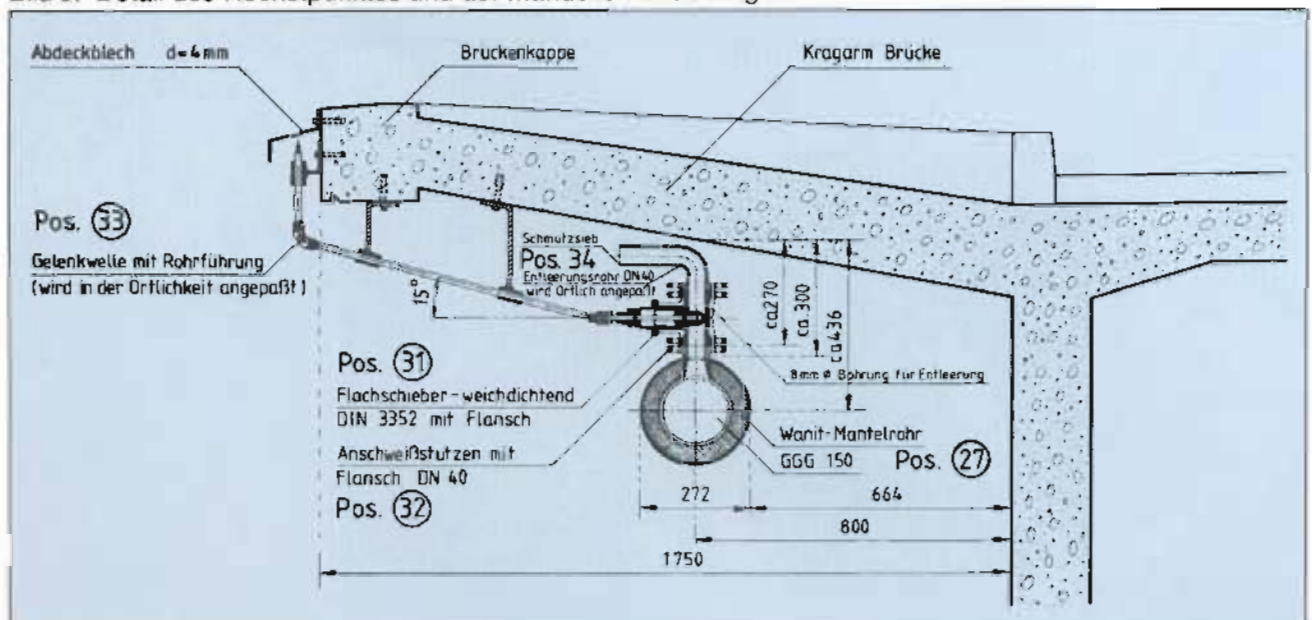
Die eingebauten Kompensationsstücke lassen Längenänderungen von bis zu 104 mm zu.

Ein großer Teil der übrigen Verbundleitungen mußte im räumlich eng begrenzten Bereich des Leinpfades parallel zum Rhein verlegt werden. Diese, im Hochwasserbereich des Rheines liegende Leitung, wurde ebenfalls in duktilen Gußrohren DN 300 mit ZM-Auskleidung ausgeführt. Da hier nennenswerte Verkehrslasten fehlen, wurden Rohre der Klasse K9 gewählt.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Die Wasserversorgung im Großraum Koblenz ist durch umfangreiche Baumaßnahmen zukunftsorientiert weiter entwickelt worden. Durch die erfolgte Neuorientierung und den Ausbau eines großräumigen technischen Verbundes wurde auch ein Impuls zur Gründung einer neuen Versorgungsgesellschaft

Bild 8: Detail des Höchstpunktes und der manuellen Entlüftung



gegeben. Ab 1. 1. 1986 wird die Wasserversorgung der Städte Koblenz und Lahnstein sowie der Verbandsgemeinde Vallendar durch die Vereinigte Wasserwerke Mittelrhein GmbH (VWM) betrieben.

Im Rahmen dieses Unternehmens werden zukünftig etwa 150 000 Einwohner mit einer durchschnittlichen Wasserabgabe von ca. 12 bis 14 Mio m³/Jahr versorgt.

Das Unternehmen betreut dann ca. 900 km Rohrleitungen, verfügt über 44 Hochbehälter mit insgesamt $V_g = 36\,250\text{ m}^3$ Speichereinheit. Bei einer voraussichtlichen Spitzenabgabe von ca. 56 000 m³/d beträgt das HB-Volumen dann ca. 64 % des max. Tagesbedarfes und liegt etwa in der Größenordnung des mittleren Tagesverbrauches.

Dieser recht hohe Anteil an Speicherraum ist durch die Vielzahl von Versorgungszonen, die starke Gliederung des Versorgungsbereiches durch Rhein, Mosel und Lahn und durch die bisherige dezentrale Struktur begründet.

Durch die Neuorientierung der Wasserversorgung konnten die geplanten Ziele erreicht werden.

- Der überregionale Bedarfsausgleich zwischen Gebieten mit Wassermangel- bzw. Qualitätseinbrüchen und solchen mit ausreichendem Wasserdargebot wurde hergestellt.
- Für die Abnehmer und Kunden wird ein Höchstmaß an Versorgungs-Sicherheit gewährleistet.
- Das neue Verbundunternehmen erfüllt die Forderung nach Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit in der öffentlichen Wasserversorgung.

Ein weiter Weg von den 20 Brunnennachbarschaften im alten Koblenz, aber sicher nur eine Zwischentappe im Ausbau eines Versorgungsbereiches, der als Oberzentrum am Mittelrhein und im Herzen Europas liegend, eine stetige Anpassung an die Entwicklung erfordert.

Bildnachweis:

Bild 1, 4, 5: Foto Gauls, Koblenz
Bild 2, 3, 6, 7, 8: EVM, Koblenz

Die nachträgliche Sanierung einer Bachverrohrung unter einer Deponie

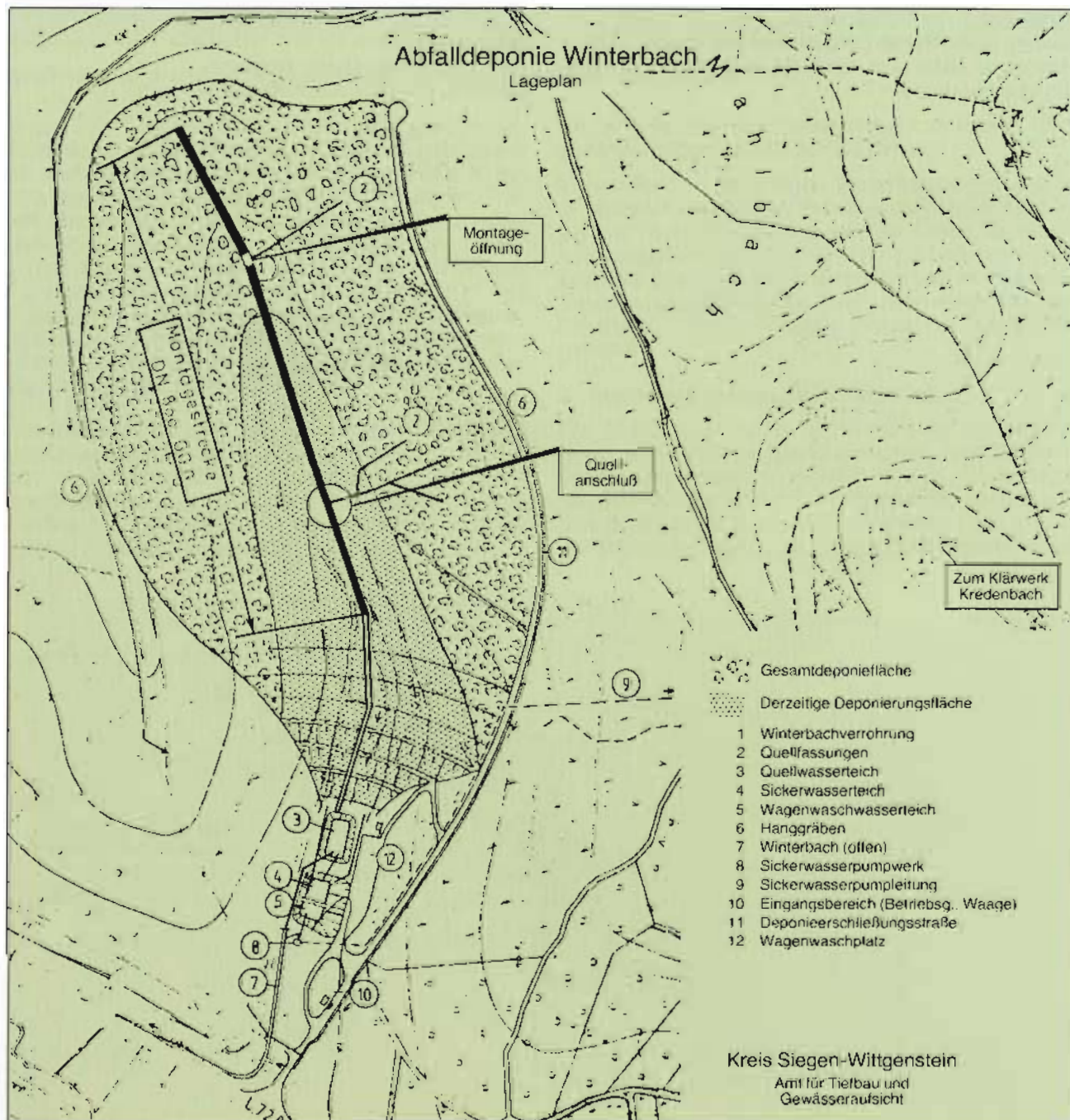
Von Karl Josef Görg

Ausgangssituation

1976 hat der Kreis Siegen-Wittgenstein eine neue zentrale Deponie in Netphen-Herzhausen eingerichtet. Im Rahmen dieser Maßnahme war u. a. auch die Verrohrung eines Gewässers auf etwa 700 m notwendig; siehe Bild 1 und Bild 2.

Nach Abwägung der damaligen Möglichkeiten, bei der u. a. Fragen der Belastbarkeit, der Dichtheit und Kosten von Bedeutung waren, fiel die Entscheidung zugunsten einer Stahlbetonrohrleitung. Für spätere Kontrollen wurde ein Innendurchmesser von etwa 1,50 m gewählt, der ein Begehen oder Befahren zuläßt. Für die abzuführende Wassermenge hätte bei dem vorhandenen Gefälle ein Durchmesser von 0,60 m genügt. Die Muffendichtung erfolgte mittels Rollringen, die Leitung wurde unter Grabenbedingungen auf eine Betonsohle verlegt und anschlie-

Bild 1



ßend der freie Grabenquerschnitt mit lehmhaltigem Boden stark verdichtet. Entsprechend der zukünftigen Belastung war die Wanddicke mit 22 cm und entsprechender Bewehrung berechnet.

Innerhalb der Verrohrung waren zwei Quellen anzuschließen. Die Anschlußleitungen wurden wie die Hauptleitung ausgeführt.

Auf der Gesamtlänge waren wegen der zukünftigen hohen Aufschüttung keine Kontrollschächte möglich. Bereits 5 Jahre nach der Inbetriebnahme zeigten sich an einigen Muffen und an einem Quellwasseranschluß geringe Undichtheiten. Deponiesickerwasser trat ein und beeinträchtigte die Gewässerqualität, je nach den Abflußverhältnissen spürbar.

Während mehrerer Monate wurden die Veränderungen an der Leitung beobachtet. Da die Gefahr bestand, daß weitere Undichtheiten entstehen können, fiel die Entscheidung, die betreffende Strecke auf etwa 350 m Länge zu sanieren. Im Laufe der Maßnahme wurden weitere 150 m im noch nicht beschütteten Teil vorsorglich einbezogen.

Gewähltes Sanierungsverfahren

Als sicherste Methode bot sich an, in die bestehende Rohrleitung eine zweite aus duktilem Gußeisen einzuziehen und den Raum zwischen beiden Rohren mit Dämmung zu füllen. Gewählt wurde die Nennweite DN 800.

In Zusammenarbeit zwischen dem Rohrhersteller, der ausführenden Firma und dem Auftraggeber sind die technischen Details zur Durchführung entwickelt worden.

Probleme waren zu erwarten insbesondere beim

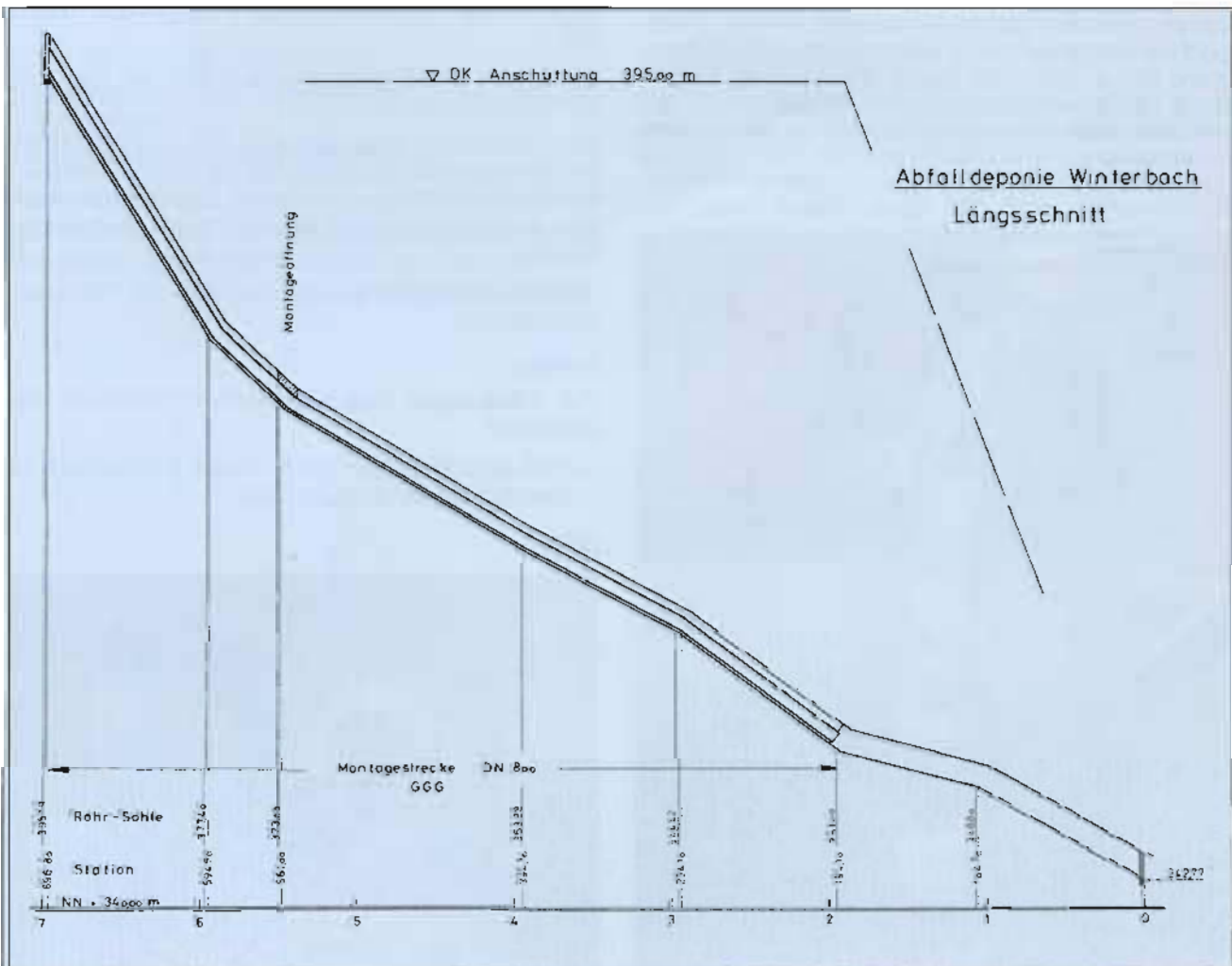
- Gefälleknickpunkt in der bestehenden Leitung von 5,34 % auf 7,5 %,
- Anschluß der Quellzuleitungen,
- Einfahren auf 350 m Länge ohne Zwischenkontrolle.

Für die Durchführung der Maßnahme waren einige Vorarbeiten erforderlich. Zunächst wurde eine Montageöffnung in einem Knick der bestehenden Leitung hergestellt. Dazu war eine etwa 2,5 m Deckschicht abzuräumen, die Stahlbetonrohrleitung auf etwa 12,5 m aufzuschneiden und eine Montageplattform von etwa 25 m² herzustellen.

In der Sohle der Stahlbetonrohrleitung wurden zwei Winkelschienen als „Führungsgleis“ auf der Einbaulänge befestigt. Das verhältnismäßig starke Gefälle machte am Beginn der Einbaustrecke eine spezielle Halte- und Bremsvorrichtung für das Einfahren notwendig. An dieser wurde das erste Rohr über ein Stahlseil befestigt.

Die Verbindung der einzelnen Rohre erfolgte durch die bewährte TYTON®-Verbindung und zusätzlich

Bild 2



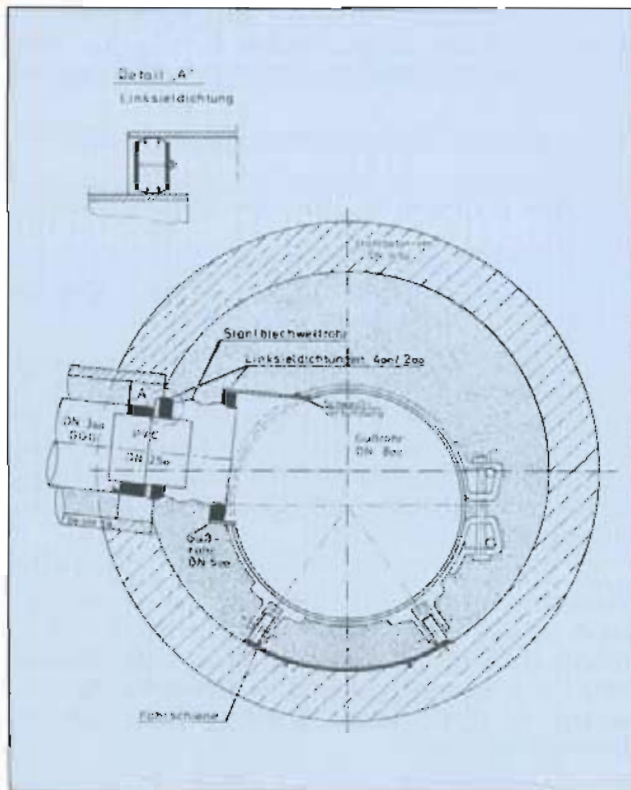


Bild 3

über von Rohr zu Rohr zugfest verschraubte Schellen (Huckenbeck-System). An die Rohrschellen waren zusätzlich Stahlräder montiert, die den Transport der Rohre auf dem Führungsgleis ermöglichten; siehe Bild 3, Bild 4 und Bild 5. Die gewählte Verbindung ließ eine Abwinkelung bis 4° zu, so daß der erwähnte Gefälleknickpunkt letztlich keine Probleme verursachte.

Bild 4



Bild 5

Das Einschleiben der einzelnen Rohre bis zur Länge von 350 m im Gefälle und bis zur Länge von 150 m in der Steigung erfolgte mit dem auf der Baustelle eingesetzten Löffelbagger; siehe Bild 6 und Bild 7.

Für die Steigleitung mußte das Halteseil über eine Umlenkrolle im oberen Schacht geführt werden.

Die Verbindung zwischen der neuen Gußrohr-Leitung und einer seitlich einmündenden Quellwasserleitung – diese wurde ebenfalls wie beschrieben saniert – war schwierig. Durch einen aufgeschweißten Stutzen am Hauptrohr wurde von innen, über ein teleskopartig ineinandergreifendes PVC- und Stahlblechwellrohr, ein sicherer Anschluß mit Hilfe der sogenannten Linksiedichtung hergestellt; siehe Bild 3.

Der zweite Quellwasseranschluß erfolgte innerhalb der Montagestrecke.

Nach beendeter Rohrverlegung und dem Schließen der Montageöffnung wurde der Hohlraum zwischen den beiden Leitungen verdämmt. Das sehr dünnflüssige Material konnte in 2 Tagen langsam eingebracht werden.

Die Gesamtarbeiten wurden innerhalb von 7 Wochen durchgeführt.

Kosten

Die notwendigen Tiefbauarbeiten umfaßten im wesentlichen

- das Abräumen der 2,5 m hohen Deckschicht im Bereich der Montageöffnung,

Bild 6





Bild 7

- die notwendigen Erdarbeiten,
- die Betonarbeiten mit Abmauerung am Ende der Rohrstrecke und
- das Schließen der Montageöffnung;

sie erforderten ca. DM 43 000,—.

Die Rohrlieferung, die Verlegung einschließlich der Anschlüsse und das Verdämmen verursachten ca. DM 577 000,—.

Schlußbemerkung

Zusammenfassend ist festzustellen, daß unter bestimmten Voraussetzungen die beschriebene Methode eine sichere Möglichkeit zur Sanierung undichter Kanäle sein kann. Neben der Beseitigung der Undichtheiten ergibt sich als willkommener Nebeneffekt eine wesentliche Steigerung der Tragfähigkeit. Diese kann z. B. bei Anlagenerweiterungen eine vorrangige Bedeutung haben.

Technologie-Report über duktile Gußrohre mit Zinkspritzüberzug und Deckbeschich- tung^{*)}

Von Michel Langenfeld, René Marchal
und Werner Wolf

1. Einleitung

Der Außenschutz von duktilen Gußrohren durch eine Zinkbeschichtung wurde in Frankreich gegen Ende der fünfziger Jahre eingeführt, nachdem schon damals positive Resultate praktischer Bodenversuche vorgelegen haben. Diese Schutzart wurde zuerst bei Rohren kleiner Nennweiten eingesetzt, und ihr Einsatzbereich dann nach und nach auf den ganzen Nennweiten-Bereich, einschließlich der größten Nennweiten bis DN 1600, ausgedehnt.

Die Zinkbeschichtung, die in elektrochemischem Sinne eine aktive Beschichtung darstellt, wurde von verschiedenen europäischen Rohrherstellern übernommen.

Umfangreiche Versuchsreihen in Laboratorien und in Korrosionsversuchsfeldern sowie Untersuchungen an in Betrieb befindlichen zinkbeschichteten Rohrleitungen und praktische Erfahrungen haben seit langem die guten Eigenschaften, die von diesem Schutz erwartet wurden, bestätigt. In Veröffentlichungen und Beiträgen wurde darüber berichtet [3; 4; 5].

In dieser Darlegung wird die Wirkungsweise dieser Schutzbeschichtung, wie sie sich aus der Gesamtheit der Untersuchungen erkennen läßt, beschrieben, und es werden weitere Erfahrungen aus der Praxis mitgeteilt.

2. Beschaffenheit der Schutzbeschichtung

Die Zinkbeschichtung besteht aus (Bild 1)

- einer Schicht aus metallischem Zink, die dadurch erzeugt wird, daß man einen Zinkdraht aufschmilzt und ihn mit einem Luftstrom zerstäubt und auf die zu schützende, rauhe aber saubere und trockene Oberfläche aufspritzt.

Die so erzielte Schicht besteht aus aneinandergereihten feinen Tröpfchen aus geschmolzenem Zink; sie muß zusammenhängend und gleichmäßig sein.

^{*)} Deutsche Zusammenfassung des Inhaltes zweier Veröffentlichungen [1; 2] von W. Wolf mit einigen Ergänzungen

- einer mehr oder weniger porösen Lack- oder Farbschicht, die eine wichtige Rolle in der Wirkungsweise der Schutzbeschichtung spielt.

Die Anforderungen an den Zinküberzug mit Deckbeschichtung sind in DIN 30674 Teil 3 festgelegt. Die Hauptwerte sind

- Mindestzinkauflage: 130 g/m²
- Mindestschichtdicke der Deckbeschichtung: 70 µm

Eine ISO-Norm, die in Kürze veröffentlicht werden soll (der ISO-Entwurf DIS 8179 ist verabschiedet worden) legt die gleichen Werte fest.



Bild 1: Aufbau des Zinküberzugs mit Deckbeschichtung

3. Mechanismus der Schutzwirkung

Die Schutzwirkung wird durch zwei Vorgänge erreicht:

3.1 Bildung einer Schutzschicht

Bis das Rohr im Boden verlegt wird, schützt die Deckbeschichtung das Zink gegen Witterungseinflüsse. An Poren in der Deckbeschichtung entstehen durch Reaktion des Zinks mit Regenwasser und der Kohlensäure der Luft Zinkkarbonate, die die Poren verschließen und eine weitere Reaktion weitgehend unterbinden.

Wenn das Rohr im Boden liegt, verwandelt sich die Zinkschicht mit der Zeit langsam fortschreitend in eine dichte, fest haftende, undurchlässige und gleichmäßig kristalline Schicht unlöslicher Verbindungen, im wesentlichen bestehend aus Zinkoxiden, Hydraten und Zinksalzen unterschiedlicher Zusammensetzung.

Bild 2: Deckschicht aus Zinkkorrosionsprodukten
Die Schichtdicke in den Bereichen, in denen das Zink mehr bzw. weniger umgesetzt ist, blieb die gleiche.





Bild 3: Schliffaufnahme ($\times 200$) durch die Deckschicht auf einem Rohr aus duktilem Gußeisen, das 9 Jahre in stark aggressivem Boden bei Mont-Saint-Michel gelegen hat

Diese Schicht, die mit dem Begriff „Korrosionsprodukte des Zinks“ charakterisiert werden kann, nimmt fast dasselbe Volumen wie die ursprünglich vorhandene Zinkschicht ein (Bild 2 bis Bild 5). Durch diesen Umstand bleibt ihre Haftung erhalten. Dies ist möglich, weil die Volumenzunahme, die mit der Umwandlung verbunden ist, nahezu vollständig durch das Wandern eines Teils des ursprünglich vorhandenen Zinks durch die Deckschichtung hindurch in das



Bild 4: Schliffaufnahme ($\times 250$) durch die Deckschicht auf einem Rohr aus duktilem Gußeisen, das 19 Jahre lang in stark aggressivem Boden bei Mont-Saint-Michel gelegen hat

umgebende Medium ausgeglichen wird. Die Deckschichtung spielt eine wichtige Rolle, indem sie die Austauschvorgänge behindert, aber nicht ganz unterdrückt, und es werden Bedingungen für eine langsame Umwandlung in räumlich begrenztem Bereich geschaffen, die für eine Auskristallisation von Salzen günstig sind.

Bild 5: Schliff durch die Deckschicht aus Zinkkorrosionsprodukten. Aufnahme unter polarisiertem Licht. Versuchsfeld Lesmenils, Versuchsperiode 1968 bis 1978



Dieser Schicht aus Korrosionsprodukten des Zinks ist es zuzuschreiben, daß die Schutzwirkung erhalten bleibt, auch wenn das ursprünglich vorhandene Zink umgewandelt wurde, d. h. nachdem jegliche galvanische Schutzwirkung aufgehört hat.

Die Schicht ist nämlich unter den Umgebungsbedingungen, unter denen sie gebildet wurde, beständig.

Die Schutzwirkung dieser Schicht aus Korrosionsprodukten des Zinks wurde in Feldversuchen nachgewiesen durch das Weiterbestehen des Schutzes über den Zeitpunkt hinaus, zu dem das ursprünglich vorhandene metallische Zink völlig umgewandelt ist. Darüberhinaus konnte in Laborversuchen die Stabilität dieser Schicht und ihr großer Polarisationswiderstand gezeigt werden (Tabelle 1). (Der Polarisationswiderstand stellt ein Maß für den elektrischen Widerstand dar, den eine Deckschicht einem elektrischen Strom, insbesondere dem Korrosionsstrom, entgegensetzt.)

Es wurde auch festgestellt, daß dieser Außenschutz in Böden wirksam ist, in denen bakterielle Korrosion durch sulfatreduzierende Bakterien auftreten kann. Dies kann auf die antibakterielle Wirkung des Zinks sowie auf die Erhöhung des pH-Wertes an der Phasengrenze Boden-Rohrleitung zurückgeführt werden.

	Korrosionspotential	Polarisationsleitfähigkeit	Anodische Polarisation Stromdichte bei einem Potential von	
	E_p (mV/E _{ref} -kal)	$\frac{\Delta I}{\Delta E}$ ($E = E_0$) $\mu A/cm^2/mV$	$E_p + 100$ mV (i_{100}) $\mu A/cm^2$	$E_p + 150$ mV (i_{150}) $\mu A/cm^2$
Gereinigte Proben*)	- 715 - 720	0,35 0,43	280 230	1520 1120
Proben mit Zinkkorrosionsprodukten	- 701 - 696	0,21 0,11	42 18	184 122

*) Zinkkorrosionsprodukte entfernt

Tabelle 1: Ergebnisse von Messungen der Polarisationsleitfähigkeit (Kehrwert des Polarisationswiderstandes) an Proben von ausgegrabenen Röhren, mit und ohne Schicht von Zinkkorrosionsprodukten

3.2 Effekt einer Vernarbung an Fehlstellen der Schutzbeschichtung durch galvanische Wirkung

Die Untersuchung von Korrosionsschäden auf nur mit Teer oder Lack beschichteten (Guß)rohren, die in aggressiven Böden verlegt worden waren, zeigt ganz deutlich eine Wechselwirkung zwischen lokalen Kor-

Bild 6: Lokalisierung der Korrosion entlang einer Kratzspur; Graugußrohr DN 200 mit Teerung



rosionsangriffen und mechanischen Verletzungen, die die Schutzbeschichtung des Rohres entweder vor oder nach dem Verlegen erlitten hat (Beispiel: Korrosion entlang von Kratzlinien) (Bild 6).

Die Lokalisierung des Korrosionsangriffes auf eine relativ kleine Fläche (Bild 7) ist eine Folge der Ausbildung eines elektrochemischen Elementes – man spricht von einem Makroelement. Treibende Kraft dabei ist die Differenz der elektrischen Potentiale

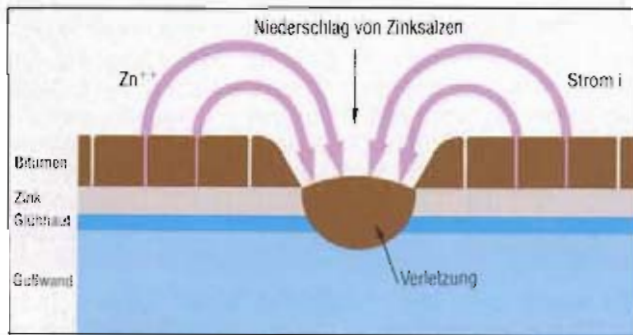


Bild 7: Schematische Darstellung eines Makroelements

zwischen dem freigelegten Metall an der Oberflächenverletzung einerseits und dem noch mit Oxidhaut und Teer oder Bitumen bedeckten Oberflächenbereich, der die Verletzung umgibt, andererseits (Bild 8). Das an der Verletzung freigelegte Metall wird zur Anode mit einer kleinen Oberfläche, während der mit Teer oder Bitumen (oder einem anderen Lack) bedeckte Oberflächenbereich zur Kathode mit großer Oberfläche wird.

Ein in einem solchen Makroelement fließender Korrosionsstrom hat eine Eisenauflösung an der Anode zur Folge, die sich auf die kleine Anodenfläche konzentriert und daher zu einer großen Eindringgeschwindigkeit des Korrosionsangriffes in die Rohrwand führt.

Bild 8: Skala der elektrochemischen Potentiale

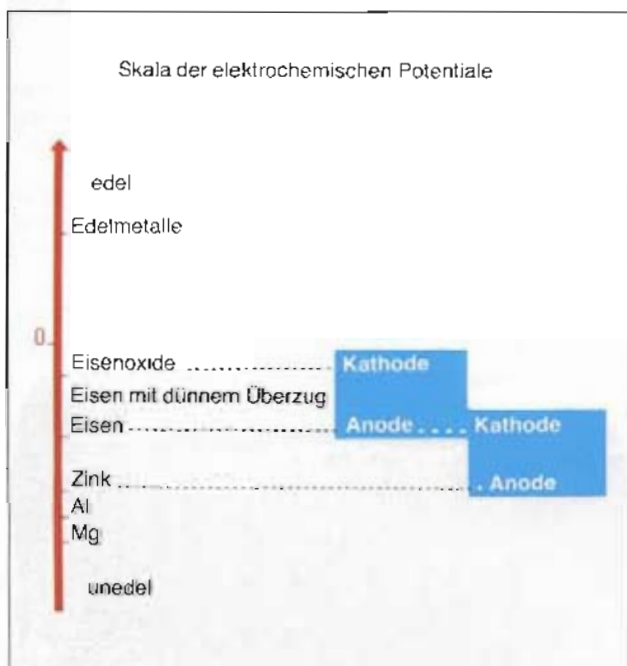


Bild 9: Vernarbung einer Verletzung; Laborversuch linke Probe nicht verzinkt rechte Probe verzinkt Proben lagen 1 Jahr in einer M/10 NaCl M/100 Na₂SO₄-Lösung.

Die Aktivität des Makroelementes kann je nach Aggressivität des Bodens mehr oder weniger groß sein.

Der Zinküberzug mit Deckbeschichtung verändert die zuvor geschilderte Situation grundsätzlich.

Im Falle einer Beanspruchung durch Schläge, durch Kratzen usw., denen die Rohroberfläche während des Transportes und der Verlegung ausgesetzt ist, erweist sich der Zinküberzug als hervorragend und stellt auch einen wirksamen mechanischen Schutz der Rohroberfläche dar. Zink ist nämlich ein weiches, leicht verformbares Metall, das sich verstemmen und zerdrücken läßt, das aber im allgemeinen an seiner Stelle verbleibt, selbst im Gegensatz zu den widerstandsfähigsten Anstrichen.

Somit wird in den meisten Fällen das Rohr nicht bis zum Eisen verletzt.

Wenn dennoch das Zink weggerissen wurde, wird die freigelegte Gußoberfläche durch galvanische Wirkung geschützt, und die Verletzung im Schutzüberzug wird nach folgendem Schema „vernarben“:

- an einer im Zinküberzug liegenden Fehlstelle, die zur Freilegung des Basis-Metalltes geführt hat, wird sich ein Makroelement ausbilden, das aber wegen der entsprechenden Potentiale von Gußeisen und Zink umgekehrt zum oben beschriebenen Fall wirksam wird. Der freigelegte Guß wird eine kleine Kathode, die verzinkte Oberfläche des Rohres wird eine Anode mit großer Oberfläche (Bild 7 und Bild 8).

Bild 10: Schnitt durch die vernarbte Verletzung der verzinkten Probe von Bild 5. Probe lag 1 Jahr in einer M/10 NaCl M/100 Na₂SO₄-Lösung.



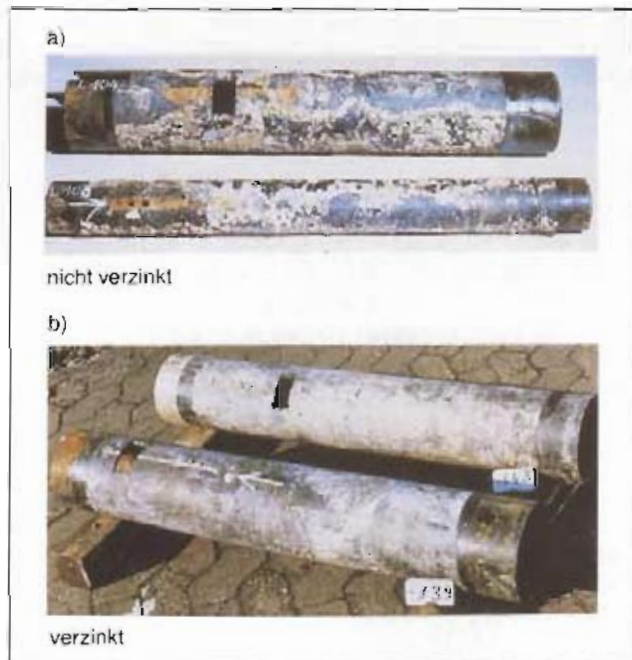


Bild 11: Vernarbung einer Kratzspur an einem verzinkten Rohr aus duktilem Gußeisen (b) im Vergleich zum Effekt der gleichen Verletzung an einem nicht verzinkten Rohr (a). Proben 7 Jahre im Versuchsfeld Lesmenills

Dadurch und während der ganzen Lebensdauer der metallischen Zinkschicht besteht ein galvanischer Schutz der Fehlstelle, der zur Folge hat, daß nicht nur die Korrosion gestoppt wird, sondern daß sich auf der Oberfläche der Verletzung durch Reaktionen an der Kathode (Alkalisierung, Ausfällung von Zinkoxiden und Zinkkarbonaten) eine „Vernarbungsschicht“ bildet.

Später, nachdem alles metallische Zink in Korrosionsprodukte des Zinks umgewandelt worden ist, hört die galvanische Schutzwirkung auf. Dabei kehrt sich das Makroelement, das den Schutz und das „Vernarben“ der Fehlstelle bewirkt hatte, nicht um, denn die Unsymmetrie, aus der das Makroelement entstand, ist verschwunden durch Bildung einer Ablagerung auf der Fehlstelle von der gleichen Zusammensetzung wie die „Schicht aus Zinkkorrosionsprodukten“ auf dem umgebenden Rohroberflächenbereich.

Somit wird dank der zwei gleichzeitig ablaufenden und sich ergänzenden Vorgänge die ganze Rohroberfläche mit einer Schicht von Zinkkorrosionsprodukten bedeckt, die den Schutz des Rohres langfristig sichert.

Dieser Vorgang der „Vernarbung“ wurde durch Laborversuche sowie durch praktische Versuche im Boden auf Rohrabschnitten, deren Zinkschutzüberzug absichtlich verletzt worden war, studiert (Bild 9 bis Bild 12).

Der beschriebene Schutzmechanismus der Verzinkung läuft in der überwiegenden Zahl der Böden ab.

Es sind aber einige Umgebungsbedingungen bekannt, unter denen die Zinkbeschichtung die Rohrleitung nicht einwandfrei zu schützen vermag. Es sind die Fälle, in denen

- die Leitung streustrombeeinflußt ist. Zink kann einen Streustromaustritt nicht kompensieren;
- die Zinkkorrosionsprodukte, die die eigentliche Schutzschicht darstellen, sich nicht einwandfrei bilden können. Dies kann dann eintreten, wenn die Oberfläche einem fließenden Elektrolyten ausgesetzt ist (Wasserstrom, Flüsse) oder auch unter besonderen Bodenbedingungen, bei erhöhter Acidität des Bodens oder bei sehr niedrigem spezifischem Bodenwiderstand. Methoden zum Abschätzen des Gefährdungsgrades wurden ausgearbeitet.

Oft bringt in diesen Fällen das Aufbringen einer Polyethylen-Schlauchfolie auf die zinkbeschichtete Rohrleitung einen zusätzlichen Schutz. Sie ist besonders geeignet bei sehr gestörten oder unsicheren Bodenverhältnissen, wo sich in Gegenwart von Feuchtigkeit stark aktive Makroelemente bilden können (Auffüllungen, Schutt).

Die Schlauchfolie bewirkt unter diesen Bedingungen, daß die Eigenkorrosion des Zinks gebremst wird und, daß andererseits die Aggressivitätsbedingungen um die Leitung herum – zwischen Rohr und Folie – homogenisiert werden.

4. Ergebnisse aus Feldversuchen und aus Aufgrabungen von Betriebsleitungen

4.1 Proben aus Versuchsfeldern

In Europa ist eine Reihe von Ergebnissen über die praktische Bewährung eines Zinküberzugs mit Deckbeschichtung gewonnen worden [3; 4; 5]. Nun können auch Ergebnisse mitgeteilt werden, die in den Vereinigten Staaten durch Untersuchungen der DIPRA an Proben aus Versuchsfeldern erhalten worden sind [6]. Die Versuchsfelder befinden sich in Florida (Everglades) und in Kalifornien (Watsonville). In der Tabelle 2 sind die Beobachtungen zusammengestellt (Bild 13 und Bild 14).

Man kann den Einfluß des zusätzlichen Schutzes durch eine Polyethylen-Schlauchfolie leicht feststellen. Diese Schutzmaßnahme wird angewendet, wenn ein zu rascher Angriff auf Zink zu vermuten ist, was in den hier betrachteten Versuchsgeländen der

Bild 12: Vernarbung von 3 Schlagstellen an einem verzinkten Rohr aus duktilem Gußeisen (b) im Vergleich zum Effekt der gleichen Verletzung an einem nicht verzinkten Rohr (a). Proben 6 Jahre im Versuchsfeld Mont-Saint-Michel



Fall war (niedrige Bodenwiderstände). Die zu rasche Zinkauflösung wirkt sich nachteilig auf eine korrekte Ausbildung einer Schutzschicht aus. Man erkennt, daß die Polyethylenschlauchfolie, wie zu erwarten,

die Korrosionsgeschwindigkeit des Zinks begrenzt, indem sie den Stoffaustausch zwischen dem Boden und dem Überzug (innerhalb der Folie) weitgehend verhindert.

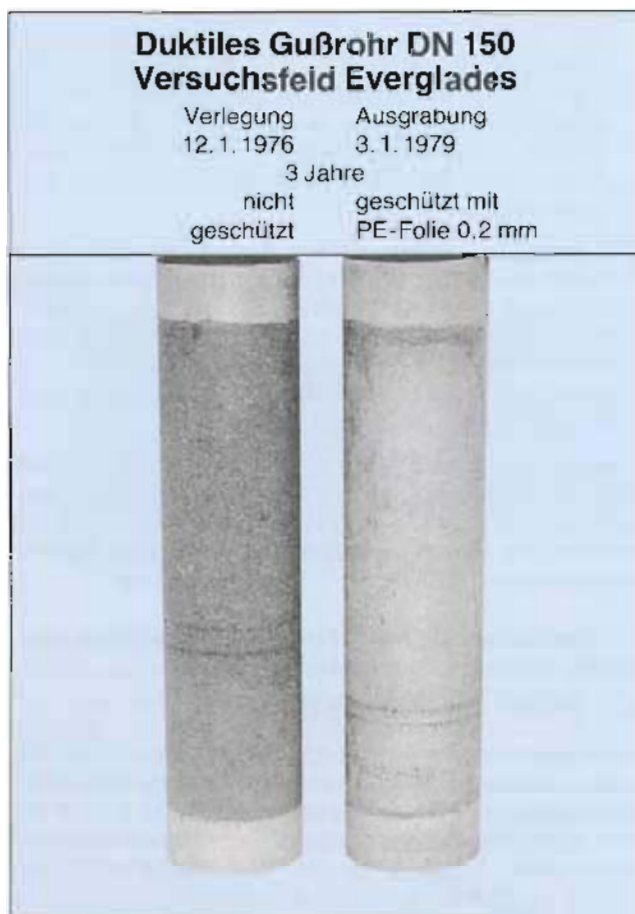


Bild 13: Feldkorrosionsversuch der DIPRA (Ductile Iron Pipe Research Association, USA) im Everglades Versuchsfeld nach 3 Jahren. Die Rohre aus duktilem Gußeisen waren verzinkt.

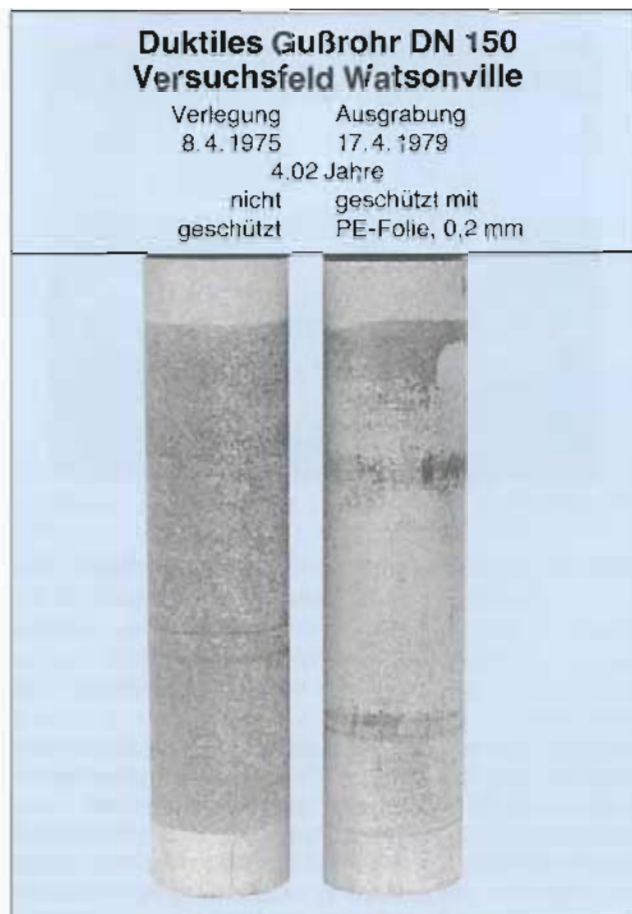


Bild 14: Feldkorrosionsversuch der DIPRA im Versuchsfeld Watsonville nach 4,02 Jahren. Die Rohre aus duktilem Gußeisen waren verzinkt.

Tabelle 2: Beschreibung der Versuchsgelände der DIPRA in Florida (Everglades) und in Kalifornien (Watsonville)

Versuchsgelände	Everglades		Watsonville	
	mariner grauer Schlamm mit wenig Sand, Anteilen von zersetzten Pflanzenresten und Resten von Schalentieren, wassergesättigt, unter Einwirkung der Gezeiten		plastischer Ton und brauner und grauer nasser Silt	
Spezifischer elektrischer Bodenwiderstand	66 bis 250 Ohm · cm		840 Ohm · cm	
Proben geschützt mit	Zink und Deckbeschichtung	Zink, Deckbeschichtung und PE-Folie	Zink und Deckbeschichtung	Zink, Deckbeschichtung und PE-Folie
Versuchsdauer	3 Jahre	3 Jahre	4 Jahre	4 Jahre
Beobachtungen	kein metallisches Zink mehr vorhanden keine meßbare Korrosion	25 bis 30 % des metallischen Zinks sind umgesetzt keine Spur von Korrosion	70 bis 75 % des metallischen Zinks sind umgesetzt keine meßbare Korrosion	15 bis 20 % des metallischen Zinks sind umgesetzt keine Spur von Korrosion



Bild 15: Rohre aus duktilem Gußeisen aus der Aufgrabung Sarralbe nach 5 Jahren Liegezeit

4.2 Untersuchungen an Betriebsleitungen

4.2.1 Aufgrabung Sarralbe (Lothringen)

Zwei Rohrstränge aus verzinkten Graugußrohren (DN 100 und DN 150) wurden 5 Jahre nach Inbetriebnahme für eine Untersuchung ausgegraben: Sie waren in einem kritischen Boden verlegt worden als Ersatz für Graugußleitungen mit Teerbeschichtung. Der Ersatz dieser Graugußleitungen war nach einer Betriebszeit von 8 Jahren wegen Korrosion erforderlich geworden.

Das Gelände ist sehr naß und der Boden besteht aus einem kompakten braunen Ton mit ausgesprochen anaeroben Eigenschaften; sein spezifischer elektrischer Bodenwiderstand liegt zwischen 500 und 1000 Ohm · cm (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: – 17).

Eine Untersuchung der ausgebauten verzinkten Rohre zeigte nach dem Waschen mit Wasser keine Spur von Korrosion. Einige weißliche oberflächliche Flecken (Zinksalze) zeigen die Aktivität des Zinks durch die Deckbeschichtung hindurch an (Bild 15).

Mikroskopische und elektronenmikroskopische Untersuchungen zeigen den Aufbau der gut ausgebildeten kompakten und zusammenhängenden Schicht aus Korrosionsprodukten des Zinks (Bild 16 und Bild 17).

4.2.2 Aufgrabung Seichamps (Lothringen)

Es handelt sich hier um eine ähnliche Untersuchung einer verzinkten Leitung aus duktilem Gußeisen DN 200 nach 10 Jahren Betriebszeit in einem graubraunen Tonboden: Wassergehalt 19 %, spezifischer elektrischer Widerstand 880 Ohm · cm, Spuren von Sulfiden (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer

Bild 16: Schliff durch die Deckschicht Aufgrabung Sarralbe

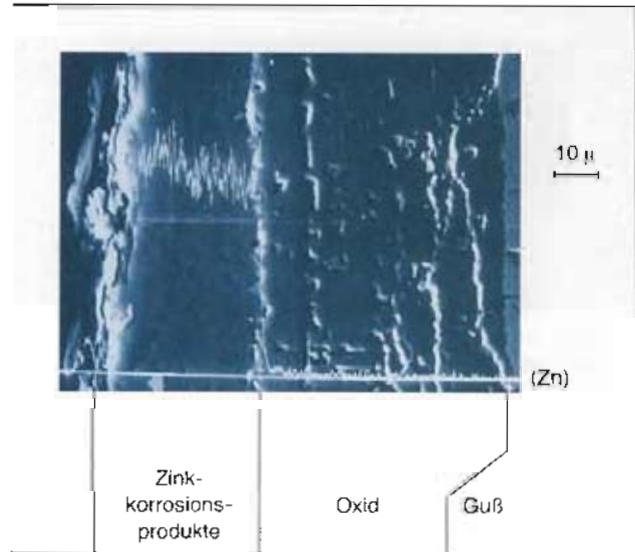


Bild 17: Mikrosondenaufnahme von einem Schliff durch die gebildete Deckschicht (Aufgrabung Sarralbe).

Man erkennt die feine Linie der eingeblen-deteten Zinkkonzentrationsanzeige: rechts auf dem Nullniveau, links im Bereich der Schicht aus Zinkkorrosionsprodukten zu einer deutlichen Zinkanzeige ausschlagend.

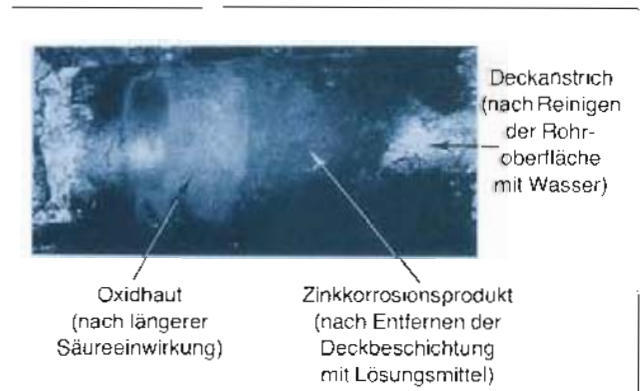
nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: – 8). Die Untersuchung des ausgegrabenen Rohres ergab, daß keinerlei Korrosion aufgetreten war. Bild 18 zeigt die verschiedenen gut ausgebildeten Schichten, die man nach selektivem Ablösen identifizieren kann:

- die Deckbeschichtung (nach Reinigung mit Wasser)
- die Schicht von Korrosionsprodukten des Zinks (nach Entfernen der Deckbeschichtung mit Lösungsmitteln)
- die Oxidhaut (nach längerem Säureangriff)

4.2.3 Aufgrabung Penbron (Bretagne)

Die gleiche Struktur einer Schutzschicht wurde auf einem verzinkten Rohr DN 150 aus duktilem Gußeisen vorgefunden, das nach 8 Jahren Betriebszeit untersucht worden ist und in einem bräunliche Steine

Bild 18: Aufgrabung Seichamps Aufnahme der Rohroberfläche nach aufeinanderfolgenden Stufen der Ablösung von Oberflächenschichten



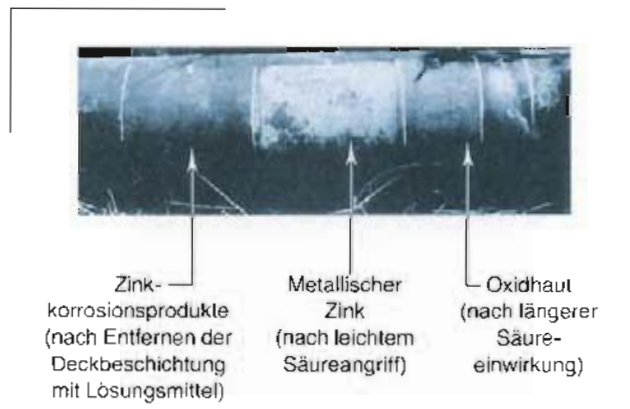


Bild 19: Aufgrabung Penbron
Aufnahme der Rohroberfläche nach aufeinanderfolgenden Stufen der Ablösung von Oberflächenschichten

enthaltenden Tonboden gelegen hat (Bild 19). Der Platz liegt nur einige Meter höher als die alten Salzsümpfe der Halbinsel von Guérande (Bretagne). Der Boden ist wenig belüftet, er enthielt 21 % Wasser und hatte einen spezifischen elektrischen Bodenwiderstand am Ort gemessen von 680 bis 800 Ohm · cm (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: -8).

4.2.4 Aufgrabung Beuren (Bundesrepublik Deutschland)

Ziel dieser Untersuchung war es, das Verhalten und den Zustand einer verzinkten Leitung aus duktilem Gußeisen nach 9 Jahren Betriebszeit in einem aggressiven Boden festzustellen.

Diese Leitung war in diesem Boden als Ersatz für einen Rohrstrang aus Grauguß verlegt worden, der nach 14 Jahren Betriebszeit zahlreiche Perforationen erfahren hatte, wovon die ersten bereits nach 4 Jahren aufgetreten waren. Der Boden besteht aus einem Gemisch von grauem, graugrünlichem und gelbem Ton. Im Stadium der Zersetzung befindliche organische Stoffe schufen stellenweise anaerobe Verhältnisse, wodurch der Boden lokal eine schwarze Färbung angenommen hatte. Die Feuchtigkeit war hoch. Das Wasser mußte bei der Besichtigung der Leitung vom Tiefpunkt abgepumpt werden. Der spezifische elektrische Widerstand lag im Bereich von 700 bis 1400 Ohm · cm (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: -14 bis -20).

Bild 20: Aufgrabung Beuren
Das Zink wurde teilweise in Zinkkorrosionsprodukte umgewandelt.



Bild 21: Aufgrabung Beuren
Aussehen der Rohroberfläche nach Entfernen der Deckbeschichtung und – stellenweise – der Zinkkorrosionsprodukte

Untersuchungen am Platze und dann im Laboratorium zeigten keine Spur von Korrosion am duktilen Gußeisen. Das metallische Zink hatte sich zum Teil (etwa 50 bis 70 g/m²) in Zinkkorrosionsprodukte umgewandelt (Bild 20).

Darunter befand sich der Rest der ursprünglich aufgetragenen Schicht metallischen Zinks (Bild 21).

4.2.5 Aufgrabung in Schoenenbourg (Elsaß)

Bild 22 zeigt ein anderes Beispiel für die Oberfläche einer verzinkten Leitung aus duktilem Gußeisen, die nach 13 Jahren Betriebszeit untersucht worden ist und die in einem tonig-sandigen Boden mit einem spezifischen elektrischen Widerstand von 1980 Ohm · cm gelegen hat (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: -7).

Die Entfernung der Deckbeschichtung ließ eine Schicht von Korrosionsprodukten des Zinks erkennen, die noch einige Inseln von metallischem Zink aufweist.

4.3 Später durchgeführte Aufgrabungen

4.3.1 Zweite Aufgrabung in Schoenenbourg (Elsaß)

Die Leitung in Schoenenbourg, deren Aufgrabung Abschnitt 4.2.5 zum Gegenstand hat, ist nach 20jähriger Betriebszeit an einer tiefer gelegenen Stelle in Bachnähe aufgedeckt worden. Der Grundwasserstand lag oberhalb des Rohrscheitels, so daß vor Besichtigung der Rohre ein Abpumpen des Wassers erforderlich war (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: -15).

An der Rohroberfläche waren die produktionsbedingten Hämmermarken noch sehr gut erhalten.

Aufgrund der Potentialmessungen an Ort und Stelle kann auf die weitgehende Erhaltung der metallischen Zinkschicht geschlossen werden.

4.3.2 Aufgrabung in Lienzingen

Es handelt sich um eine Leitung DN 150 mit Zinküberzug und Deckbeschichtung, die in einem bindigen, tonhaltigen Boden mit wechselndem Wasserstand liegt. Zum Zeitpunkt der Aufgrabung lag die

Leitung 12 Jahre im Erdboden (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: -15 und -20 [2 Proben]).

An der Rohroberfläche war keine Korrosion aufgetreten. Die ursprünglich auf dem Rohr vorhandene metallische Zinkschicht ist zum Teil noch deutlich vorhanden, zum Teil weitgehend in Zinkreaktionsprodukte umgewandelt worden.

4.3.3 Aufgrabung in Roßwäldern

Die Leitung DN 100 liegt in einem stark bindigen Tonboden mit einem spezifischen elektrischen Widerstand von 1300 und 1650 Ohm · cm (Bodenaggressivitäts-Bewertungsziffer nach dem DVGW-Arbeitsblatt GW 9: -15 und -11 [2 Proben]).

Die metallische Zinkschicht war noch weitgehend erhalten. Nach dem Ablösen des Schutzüberzuges waren die produktionsbedingten Hämmermarken auf der ganzen Oberfläche zu erkennen, die Rohroberfläche war frei von Korrosionsangriffen.

4.4 Schlußbemerkung

Mit Ausnahme der Aufgrabung in Sarralbe liegen über die Aufgrabungen Gutachten eines unabhängigen Gutachters vor.

Nach DIN 28600 bzw. DIN 30675 Teil 2 sind Rohre mit Zinküberzug und Deckbeschichtung in Böden der Bodengruppe I und II nach DVGW-Arbeitsblatt GW 9 einsetzbar. Die hier erläuterten Aufgrabungsergebnisse zeigen, daß verzinkte Gußrohre mit Deckbeschichtung auch in den fünf Böden der Bodenklasse III keinen Korrosionsangriff erlitten haben.

5. Die Vorteile der aktiven Zinkbeschichtung und ihr Anwendungsbereich

Das duktile Gußrohr ist ein relativ schweres Massenprodukt, das oft sehr weit transportiert wird. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß trotz aller Vorsichtsmaßnahmen Verletzungen unvermeidlich sind, die, wenn sie nicht ausgebessert werden, den besten passiven Schutzüberzügen zum Verhängnis werden.

Die Zinkbeschichtung schützt vor den Folgen dieser harten Behandlung und gleicht dank ihrer Verformbarkeit und ihres Vernarbungsvermögens Schäden an Fehlstellen aus.

Man kann generell sagen, daß die aktive Zinkbeschichtung einen besonders gut geeigneten Schutz für duktile Gußrohrleitungen darstellt. Er übersteht die harten Transport-, Lagerungs- und Verlegebedingungen, denen jedes Rohr ausgesetzt ist.

6 Zusammenfassung

Der metallische Zinküberzug mit Deckbeschichtung, der für den Schutz von duktilen Gußrohren eingesetzt wird, bewirkt zwei Vorgänge:

- Bildung einer Schutzschicht durch eine mit der Zeit fortschreitende Umwandlung des Zinkes in eine kristalline und gut haftende mineralische Schicht aus Zinkkorrosionsprodukten, die in der Umgebung ihrer Entstehung beständig ist.
- Schutz von Fehlstellen durch galvanische Wirkung unter Bildung einer „Deckschicht“, deren



Bild 22: Aufgrabung Schoenenbourg
Metallisches Zink nach Ablösen der Deckbeschichtung

Gefüge der oben genannten Schutzschicht ähnlich ist. Dadurch, daß sie die Kontinuität der Schutzschicht und die Homogenität der bodenberührten Oberfläche wieder herstellt, verhindert sie einen Korrosionsangriff an der vernarbten Stelle.

Die Verbindung dieser zwei Vorgänge stellt den Vorteil dieses aktiven Schutzes dar.

Durch Aufgrabungen von Betriebsleitungen und Untersuchungen an ihnen konnte der gute Korrosionsschutzeffekt einer Spritzverzinkung mit Deckbeschichtung nachgewiesen werden.

Schrifttum

- [1] M. Langenfeld
La protection externe des canalisations en fonte ductile - expérience acquise sur le revêtement actif zinc
Bulletin d'informations de l'Association Nationale des Services d'Eau (ANSEAU), numéro annuel 1984, S. 138
- [2] M. Marchal
Revêtement à base de zinc utilisé pour la protection des canalisations enterrées en fonte ductile
CEOCOR, Colloque International de la Corrosion, Luxembourg, 8-10 Mai 1985
- [3] M. Paris
Zinc based coatings for protecting grey and ductile iron pipes against corrosion
1st International Conference on the Internal and External Protection of Pipes, in Durham (G. B.)
Sept. 9-11, 1975, BHRA, Paper B 3
- [4] R. Marchal
Protection of buried ductile iron pipelines with a zinc based coating - Healing power of coating damages
4th International Conference on the Internal and External Protection of Pipes, Leeuwenhorst (NL)
Sept. 15-17, 1981, BHRA, Paper C 2
- [5] W. D. Gras und W. Wolf
Schutzwirkung einer Spritzverzinkung mit bituminösem Anstrich bei duktilen Gußrohren
3 R international, 14 (1975) S. 271
- [6] Test site report. Zinc clad pipe studies of 1979 with bituminous overcoating. - DIPRA
(DIPRA = Ductile Iron Pipe Research Association, 245 Riverchase Parkway, Birmingham, Alabama - USA)

Aus der Reihe:

„FGR-Informationen für das Gas- und Wasserfach“

sind die Hefte 1 bis 13 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

FGR 14: FGR 15: FGR 16: FGR 17:

FGR 18: FGR 19: FGR 20: FGR 21:

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, 5000 Köln 1



GUSSROHR-TECHNIK

mit der man
rechnen
kann.