

VERFAHREN UND MASSNAHMEN ZUR ÜBERWACHUNG UND REDUZIERUNG VON REALEN WASSERVERLUSTEN

Diplomarbeit zum Erwerb des
akademischen Titels Diplomingenieur
der Studienrichtung
Wirtschaftsingenieur - Bauingenieurwesen

MATHILDE TIEBER

Verfasst am Institut für Siedlungswasserwirtschaft und
Landschaftswasserbau der Technischen Universität Graz

Betreuer der Diplomarbeit:
Univ.-Prof. DDipl.-Ing. Dr. techn. Harald Kainz

Mitbetreuender Assistent:
Dipl.-Ing. Gerald Gangl

Graz, Jänner 2006

ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, Jänner 2006

.....
(Mathilde Tieber)

DANKSAGUNG

Mein Dank gebührt natürlich zuallererst meinen Eltern, die mir mein Studium ermöglichten und mich während der gesamten Studienzeit unterstützt haben.

Besonders danke ich dem Institut für Siedlungswasserbau, insbesondere

Univ.-Prof DDipl.-Ing. Dr. techn. Harald Kainz

Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Peter Ernst Kauch

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Gerald Gangl

sowie dem Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft unter seinem Vorstand

O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Gert Stadler

Kurzfassung

Wasserverluste widersprechen den heutigen Vorstellungen eines sinnvollen Umganges mit der Ressource Trinkwasser im Rahmen einer vernünftigen Gesamtökologie. Auch aus technischen, hygienischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten veranlassen Wasserversorgungsunternehmen in ihren Versorgungsnetzen Wasserverluste möglichst gering zu halten.

In dieser Diplomarbeit wird aufgezeigt, wie man auf Undichtheiten im Trinkwasserversorgungsnetz aufmerksam wird, und mit welchen Verfahren Leckagen punktgenau geortet werden können. Im speziellen werden die Tätigkeiten der Wasserverlusterkennung und –bekämpfung in Österreich untersucht.

Um Wasserverluste mengenmäßig darstellen zu können, empfehlen sowohl nationale wie auch internationale Organisationen (ÖVGW, DVGW, IWA) Kennzahlen und Richtwerte. Dabei werden verschiedenste Eingangsgrößen berücksichtigt, deren Einflussstärken in dieser Arbeit analysiert werden.

Weiters werden Wasserverluste aus wirtschaftlicher Sicht diskutiert und Lösungsvorschläge erarbeitet, um die Wasserverluste der vier untersuchten österreichischen Wasserversorgungsunternehmen zu reduzieren bzw. konstant niedrig zu halten.

Abstract

Water losses contradict today's idea of sensibly dealing with the resource drinking water in the context of a reasonable overall ecology. Water distribution companies also try to keep the water losses in their supply systems as low as possible due to technical, hygienic and economical reasons.

This thesis shows how leakages in the drinking water supply system can be found and with which methods they can be exactly located. In particular the activities of the water loss detection and water loss control in Austria are investigated.

In order to depict water loss on a quantity basis international as well as national organisations (ÖVGW, DVGW, IWA) recommend identification numbers and standard values. Different input parameters are considered, the influence strengths of which are analysed in this paper.

Furthermore the economical view on water loss is discussed and proposed solutions are worked out in order to reduce the water loss of the four investigated Austrian water distribution companies or to keep the loss at a constant low level.

Inhaltsverzeichnis

KURZFASSUNG	B
INHALTSVERZEICHNIS	C
1. VERANLASSUNG UND ZIEL	1
2. GRUNDLAGEN	3
2.1. Definitionen von Wasserverlusten laut ÖVGW-Richtlinie W 63, (1993)	3
2.2. Ursachen von Wasserverlusten	3
2.2.1. Ursachen der realen Wasserverluste	3
2.2.1.1. Schadensursache Rohrbruch	4
2.2.1.2. Schadensursache Armatur	7
2.2.1.3. Schadensursache Verbindungen	8
2.2.1.4. Schadensursache Korrosion	8
2.2.1.5. Schadensursache Speicherbehälter	10
2.2.2. Ursachen der scheinbaren Wasserverluste	10
2.2.2.1. Schleichverluste in den Messeinrichtungen bei den Abnehmern	10
2.2.2.2. Messfehler	12
2.2.2.3. Fehler, verursacht durch die rollierende Ablesung	12
2.2.2.4. Ungemessene Netzaufgaben	13
2.3. Ermittlung und Darstellung von Wasserverlusten für Betriebsergebnisse..	13
2.3.1. Ermittlung des Gesamtwasserverlustes laut ÖVGW-Richtlinie W 63, (1993)	13
2.3.2. Ermittlung des betriebsspezifischen Wasserverlustes laut ÖVGW-Richtlinie W 63 (1993)	14
2.3.3. Ermittlung des realen Wasserverlustes laut DVGWArbeitsblatt W 392, (2003) ...	14
2.3.4. Wasserzählung und Wassermessung	16
2.3.4.1. Wasserzähler	16
2.3.4.2. Durchflussmesser	20
2.3.5. Darstellung von Wasserverlusten	24
2.3.6. Infrastruktur Verlust Index ILI (Infrastructure leakage index)	26
2.4. Beurteilung der Wasserverluste	32
2.4.1. Einflussfaktoren für die Beurteilung von Wasserverlusten	32
2.4.2. Richtwerte für Wasserverluste	33

3.	VERFAHREN UND MAßNAHMEN ZUR ÜBERWACHUNG UND REDUZIERUNG VON REALEN WASSERVERLUSTEN	36
3.1.	Eingrenzungsverfahren von Wasserverlusten	37
3.1.1.	Bilanzierung	37
3.1.2.	Rohrnetzüberwachung mittels Zuflussmessungen	37
3.1.2.1.	Nachtmindestverbrauchsmessung	39
3.1.2.2.	Nullverbrauchsmessung	39
3.1.2.3.	Kurzzeitmessungen mit mobilen Messgeräten nach dem Streubreitenverfahren	42
3.1.3.	Rohrnetzüberwachung mit Hilfe automatischer Geräuschpegelmessung	44
3.2.	Lokalisierung von Leckstellen	45
3.2.1.	Elektro- akustische Leckortungsverfahren	46
3.2.1.1.	Leckgeräusch - das wesentliche Kriterium	46
3.2.1.2.	Entwicklungs- und Verfahrensbeschreibung	49
3.2.2.	Lecksuche mit Geräuschpegelmessgeräten	52
3.2.3.	Korrelationsmesstechnik	53
3.2.3.1.	Mathematische Grundlagen (nach P. Sewerin, 1987)	53
3.2.3.2.	Das Prinzip der Vorgehensweise	54
3.2.3.3.	Schallgeschwindigkeit	56
3.2.3.4.	Signalerfassung	59
3.2.3.5.	Beurteilung des Korrelationsverfahrens	60
3.2.4.	Tracergasmethode	62
4.	UNTERSUCHUNG VON VIER WASSERVERSORGUNGSUNTERNEHMEN BEZÜGLICH WASSERVERLUSTE	64
4.1.	Tätigkeiten und Strategie der untersuchten Wasserversorgungsunternehmen	64
4.2.	Vorhandene Wasserverluste der vier Wasserversorgungsunternehmen, in verschiedenen Varianten dargestellt	69
4.3.	Auswirkungen der Veränderung des durchschnittlichen Betriebsdruckes auf den ILI-Wert	74
4.6.	Wasserverlustreduzierung aus wirtschaftlicher Sicht	80
4.6.1.	Strategien und Maßnahmen, um die realen Verluste der untersuchten Wasserversorger auf einen konstant niedrigen Level zu halten	83
4.7.	Internationaler Überblick	85

5.	ZUSAMMENFASSUNG	87
	LITERATURVERZEICHNIS	89
	TABELLEN- UND ABBILDUNGSVERZEICHNIS	92
6.	ANHANG	94

1. Veranlassung und Ziel

Wasserverteilungsanlagen, vor allem die erdverlegten Rohrnetze, sind technische Anlagen, die während ihres langfristigen Betriebes durch unvorhersehbare sowie unbeherrschbare Einflüsse auf einzelne Teile schadhaft werden können. Ein absolut fehl- und schadstellenfreies Trinkwasserversorgungsnetz kann es praktisch nicht geben, weil die Rohrleitungen vielen nicht ausreichend vorhersehbaren Angriffen ausgesetzt sind, z.B. Erschütterung aus steigender Verkehrsbelastung, Korrosion durch den umgebenden Boden oder Einwirkungen von Fremdbaustellen etc. An Leckstellen strömt ein Teil des transportierten Wassers aus den Leitungen; diese Leckmengen werden damit dem eigentlichen Bestimmungszweck nicht zugeführt (realer Wasserverlust). Ein weiterer Anteil des Wassers erreicht zwar den Bestimmungszweck, wird jedoch – zum Beispiel wegen der nicht unerheblichen Messfehler der eingesetzten Messgeräte – nicht genau erfasst (scheinbare Wasserverluste).

Wasser ist keine übliche Handelsware, sondern ein ererbtes Gut, das laut Wasserrahmenrichtlinie geschützt, verteidigt und entsprechend behandelt werden muss. Demzufolge widersprechen Wasserverluste den heutigen Vorstellungen eines sinnvollen Umganges mit Trinkwasser im Rahmen einer vernünftigen Gesamtokologie.

Die jährliche Verlustmenge einer kreisrunden Leckage mit 5 mm Durchmesser beträgt bei einem Betriebsdruck von 5 bar ca. 11.700 m^3 . Das entspricht beispielsweise bei einem Pro-Kopf-Verbrauch von 160 Litern pro Einwohner und Tag, jener Menge, die von 200 Personen innerhalb eines Jahres konsumiert wird, oder - anders ausgedrückt - dem Volumen eines 2,20 m hoch gefluteten Fußballfeldes. Es wird aus diesen Zahlen deutlich, dass selbst aus kleinen Leckstellen über eine lange Laufzeit erhebliche Mengen Wasser austreten, die nicht zur Versorgung der Verbraucher zur Verfügung stehen.

Steigende Trinkwasserkosten und zunehmende Sensibilisierung der Öffentlichkeit gegenüber der Trinkwasservergeudung haben bei vielen Versorgungsunternehmen dazu geführt, Maßnahmen zur Reduzierung der Wasserverluste zu ergreifen.

Weiters zwingen technische, haftungsrechtliche und hygienische Gesichtspunkte jedes Wasserversorgungsunternehmen, sich mit Wasserverlusten und ihrer Eingrenzung zu beschäftigen. Im Rahmen der ordnungsgemäßen Trinkwasserversorgung laut Trinkwasserverordnung haben Wasserversorgungsunternehmen dafür zu sorgen, dass dem Verbraucher Trinkwasser zu jeder Zeit in einwandfreier Qualität und in ausreichender Menge zur Verfügung steht, ohne dass durch Wasserverluste damit Gefahren verbunden sind, denn mit jeder Öffnung der Leitung – eines sonst quasi geschlossenen Systems – haben unterschiedlichste Bakterien die Möglichkeit, in die Leitung einzudringen.

Wasser, das aus einer Leckage austritt, fließt in aller Regel nicht ungehindert in den Boden ab. Dieses Wasser erzeugt erhebliche Ausspülungen des Erdreichs, verbunden mit einer Destabilisierung der tragenden Schichten, wodurch es zu Absackungen im Bereich der Leckage kommen kann. Befindet sich die Schadstelle im Bereich von Verkehrseinflüssen, kann es leicht zum kompletten Abbrechen der Oberfläche kommen. Zusätzlich muss berücksichtigt werden, dass eindringendes Wasser in Kellerräume erhebliche Schäden verursachen kann.

Da sich der betriebssichere Zustand der Wasserleitungen keiner Sichtkontrolle unterzieht, sind die Wasserverluste, nämlich die Leckmengen, die in Folge von Fehl- und Schädstellen ungenutzt und ungewollt im Erdboden versickern, ein wichtiges Kriterium zur Beurteilung des technischen und betrieblichen Zustandes der Wasserverteilungsanlage. Die jeweilige Höhe der Wasserverluste bestimmt auch maßgebend Art und Umfang von Instandsetzungs-, Sanierungs- und Erneuerungsarbeiten sowie die zugehörige Terminplanung.

Ziel dieser Diplomarbeit ist es aufzuzeigen, wie man auf Schädstellen im Versorgungsnetz aufmerksam wird, und mit welchen Methoden Lecks, welche an der Geländeoberfläche keine Veränderungen bewirken, punktgenau aufgespürt werden können, sodass keine zusätzlichen Kosten infolge von Fehlgrabungen im Zuge der Reparaturmaßnahmen verursacht werden. Dabei soll auf etwaige Schwierigkeiten bzw. die Kriterien, von denen eine erfolgreiche Ortung abhängt, aufmerksam gemacht werden.

In einer Untersuchung von vier vergleichbaren Wasserversorgungsunternehmen ist erhoben worden, mit welchen Verfahren die Wasserverlusterkennung und –bekämpfung in einem „wasserreichen“ Land wie Österreich vor sich geht, und die dadurch erzielten Wasserverlustmengen. Unter Beachtung der unterschiedlichen Möglichkeiten, wie Wasserverluste im deutschsprachigen Raum, aber auch international, dargestellt werden, werden die vier Versorger beurteilt und klassifiziert, sowie die Einflussstärke der einzelnen Eingangswerte aufgezeigt. Des Weiteren wird das Thema Wasserverlustreduzierung aus wirtschaftlicher Sicht diskutiert, sowie Verbesserungsvorschläge erarbeitet um die realen Wasserverluste der untersuchten Wasserversorgungsunternehmen zu reduzieren bzw. konstant niedrig zu halten.

2. Grundlagen

Neben dem Begriff der „Verluste“ verwendet man im sprachtechnischen Raum auch den Begriff der „Verschwendung“. Als Wasserverlust und Verschwendung kann die gesamte Wassermenge bezeichnet werden, die während der Inanspruchnahme durch den Menschen von der Entnahme aus dem natürlichen Gewässer (Grundwasser, Oberflächengewässer) bis zum erforderlichen und bestimmungsgemäßen Verbrauch auf irgendeine Weise ungenützt verloren geht oder nicht zweckmäßig genutzt wird. Dazu gehören sowohl Wassermengen, die durch Undichtheiten in Leitungssystemen verloren, als auch das Wasser, das beim Wasserwerk oder beim Verbraucher über das erforderliche Maß hinaus verbraucht wird.

2.1. Definitionen von Wasserverlusten laut ÖVGW-Richtlinie W 63, (1993)

Gesamtwasserverlust

Der Gesamtwasserverlust ist die Differenz der Messwerte zwischen dem in ein Versorgungsnetz eingespeisten und dem an den Verbraucher über die Anschlussleitungen abgegebenen Wasservolumens einschließlich des gezählten Werkeigenverbrauches.

Tatsächlicher Wasserverlust (realer Wasserverlust)

Der tatsächliche Wasserverlust ist jener Teil des Gesamtwasserverlustes, der durch Mängel oder Schäden am Versorgungsnetz und den Anschlussleitungen verursacht wird.

Scheinbarer Wasserverlust

Der scheinbare Wasserverlust ist jener Teil des Gesamtwasserverlustes, der auf Messfehlern der eingebauten Messeinrichtungen beruht oder infolge von fehlenden Messungen bei der Wasserabgabe entsteht.

Betriebsspezifischer Wasserverlust

Die für ein Unternehmen kennzeichnende Größe der Wasserverluste. Er setzt sich zusammen aus den tatsächlichen Verlusten und einem Teil der scheinbaren Verluste.

2.2. Ursachen von Wasserverlusten

2.2.1. Ursachen der realen Wasserverluste

Der tatsächliche Wasserverlust entsteht durch das Ausströmen von Wasser bei Mängel und Schäden an Leitungen und Armaturen durch Rohrbrüche, undichte Verbindungen, Korrosion und infolge von Bedienungsfehlern an Hydranten, Entleerungsarmaturen und sonstigen Anlagen (ÖVGW – Richtlinie W 63, 1993).

2.2.1.1. Schadensursache Rohrbruch

Rohrbrüche sind die wesentliche Ursache von Schäden im Verteilungssystem. Aus diesem Grund werden die vielfältigen Schadensursachen für Rohrbrüche kurz näher betrachtet.

Rohrbruch infolge Planungsfehler

Bereits in der Planungsphase kann die technische Lebensdauer einer Rohrleitung durch Planungsfehler erheblich reduziert werden. Diese können sein:

- falsche Wahl des Materials oder der Materialkomponenten ohne Berücksichtigung von Bodenverhältnissen und Temperaturschwankungen
- Planung von Versorgungsgebieten mit zu hohem Versorgungsdruck
- Wahl einer zu sparsamen technischen Lösung wie z.B. beim Korrosionsschutz oder bei der Auswahl der Armaturen

Weiters ist bei der Planung von Leitungen in Waldgebieten die Gefahr des Eindringens von Baumwurzeln in undichte Rohrverbindungen - insbesondere bei Kunststoffleitungen - zu beachten (Niemeyer R.G. et al., 1994).

Rohrbrüche infolge Verlegefehler bzw. fehlerhafter Montage

Rohrleitungsschäden an Wasserversorgungsleitungen, welche infolge von Verlegefehlern auftreten, sind in der Regel ein Zeichen dafür, dass technische Regeln und Normen ganz oder teilweise nicht beachtet wurden.

Verlegebedingte Fehler lassen sich in folgende drei Gruppen einteilen:

- Rohrleitungsschäden infolge fehlerhafter Rohrlagerung und Rohrbettung
- Schäden durch fehlerhaft ausgeführte Rohrverbindungen und Schäden durch falsche Lagerung
- Beschädigung durch Transport und Einbau der Rohre (Roscher H., 2000)

Mutschmann & Stimmelmayer (2002) verweisen auf folgende Verlegefehler, die zu Rohrbrüchen führen:

- Hohlliegen der Rohre infolge Felsauflage
- Mangelhafte oder fehlende Sandbettung
- Steiniger Untergrund oder Abdeckung
- Bodensetzung
- Ausspülen der Sandbettung an Steilhängen
- Zusammenschieben der Rohre beim Verlegen und Nichteinhalten des freien Zwischenraumes des Schwanzendes im Muffengrund
- Nichteinhalten der Verlegeanweisungen des Rohrherstellers
- Erzeugung von Punktlasten
- Beschädigung durch Baugeräte
- Einfrieren bei zu geringer Verlegetiefe

Durch eine konsequente Qualitätssicherung auf der Baustelle und einen guten Ausbildungsstand der Rohrleitungsmonteure können solche Schäden weitgehend vermieden werden.

Rohrbrüche infolge Betriebsfehler :

Folgende Betriebsfehler können zu Rohrbrüchen führen:

- Permanent zu hoher Druck oder zu hohe Fließgeschwindigkeiten, insbesondere bei Rohrleitungen welche nur geringe Festigkeitsreserven aufweisen
- Druckstöße beim zu schnellen Befüllen von Rohrleitungen
- Plötzliche Druckveränderungen infolge Außerbetriebnahme des Hochbehälters einer Druckzone, indem dieser betreffende Netzteil von einem Hochbehälter mit größerer geodätischer Höhe gespeist wird
- Beim Transport von unterschiedlichem Wasser verschiedener Herkunft und Parameter kann es bei nicht mit Zementmörtel ausgekleideten Stahl- und Gussrohrleitungen zu einer deutlichen Verstärkung der Korrosion kommen (Roscher H., 1999)
- Druckstöße durch zu schnelles Öffnen und Schließen von Schiebern, sowie mangelnde Entlüftung
- Vernachlässigung der Inspektion, Wartung und Instandhaltung (Niemeyer R.G. et al., 1994)

Rohrbrüche infolge Bodenbewegung

Unabhängig vom betreffenden Rohrleitungswerkstoff treten an Wasserrohrleitungen Schäden durch Bodenbewegungen auf. Es ist sinnvoll, eine Einteilung in natürliche und künstliche Bodenbewegungen vorzunehmen, da in der zweiten Gruppe die Ursache häufig in der Tätigkeit des Menschen zu suchen ist.

zu den natürlichen Bewegungen zählen:

- a) Langzeitsetzungen und Bergsenkungen
- b) Grundwasserströmungen sowie wechselnde Grundwasserströme
- c) Quell- und Schrumpfvorgänge in bindigen Böden
- d) Bodenbewegungen durch Frosteinwirkungen

In weiterer Folge werden a) und b) nicht weiter beschrieben, sondern es wird nur auf c) und d) näher eingegangen.

Ad c) Quell und Schrumpfvorgänge in bindigen Böden

Boden besteht aus fester Masse (den Körnern der Mineralien), Wasser und Hohlräumen. Von der Form, der Größe und den Oberflächeneigenschaften der Körner hängen die Bodeneigenschaften (Plastizität, Kapillarität, Durchlässigkeit, Beiwert der inneren Reibung) ab. Die Körner der Kiese und Sande verändern sich im Wasser nicht, Rohton hingegen quillt bei Wasseraufnahme und schrumpft bei Wasserabgabe. Bindige Böden haben je nach Wassergehalt und chemischer Zusammensetzung plastische Eigenschaften und verändern ihre physikalischen Eigenschaften mit der Veränderung des Wassergehaltes. An den Berührflächen wirken Reibungskräfte und Kohäsionskräfte. Bei nicht bindigen Böden bilden die Körner der Kiese und Sande ein loses Einzelkorngefüge, wobei an den Berührflächen nur Reibungskräfte wirken (Graßhoff H. et al., 1982).

Bindige Böden können im Gegensatz zu nicht bindigen Böden quellen und schrumpfen, was zu Biegespannungen in den Leitungen führt.

Rohrleitungsschäden treten vorwiegend beim Wechsel zwischen diesen beiden Bodenarten auf. Ein hoher Grundwasserstand kann Rohrbrüchen entgegenwirken, weil Grundwasser die Austrocknung verhindert (Niemeyer R.G. et al., 1994).

Eine Untersuchung der Technischen Werke Stuttgart zeigt den eindeutigen Zusammenhang zwischen Bodenfeuchte und der Anzahl der Rohrbrüche. Dazu wurden die Ganglinien der Monatswerte von Bodenfeuchte und Anzahl der aufgetretenen Rohrbrüche für das Jahr 1983 und für das Mittel der 10 davor liegenden Jahre in einer Grafik veranschaulicht. Man kann sehr deutlich erkennen, dass es sich um einen extrem trockenen Herbst handelte, und je länger die Trockenheit andauerte, desto häufiger brachen Rohre (Hoch W., 1986).

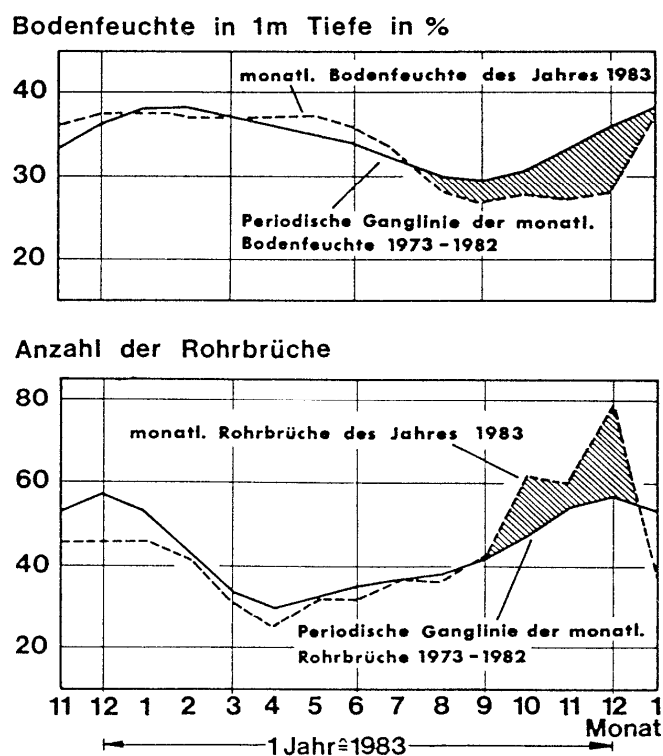


Abbildung 2.1: Periodische Ganglinien der monatlichen Bodenfeuchte und der Rohrbrüche an Graugussleitungen (Hoch W., 1986)

Ad d) Bodenbewegungen durch Frosteinwirkungen

Durch Frost kommt es bei den meisten Rohrmaterialien zu Temperaturspannungen, die das Material somit zerstören (Niemeyer R.G., 1994).

Ebenso friert bei extrem tiefen Außentemperaturen der Boden, und unter diesem gefrorenen Bereich entsteht nach Eislinnenbildung Wassermangel. Wasser wird aus der Leitungszone nach oben abgesogen, so dass bindiger Boden im Bereich der Leitung schrumpft. Unregelmäßiges Schrumpfen führt zu teilweisem Verlust der Bettung und zu Biegemomenten (Hoch W., 1986).

zu den künstlichen Bodenbewegungen zählen:

- Straßen-, Tief- und Rohrleitungsbaumaßnahmen
- Erhöhte Verkehrsbelastungen und Eigenaufasten
- Freilegen von Wasserleitungen zur Reparatur
- Schäden als Folge von Bodenbewegungen durch benachbarte Baustellen

Rohrbrüche infolge Alterung

Bei metallischen Leitungen ist die Alterung normalerweise keine alleinige Ursache von Rohrbrüchen. Da jedoch Korrosion und Inkrustationen mit der Zeit zunehmen, steigt mit dem Alter häufig auch die Anzahl der Schäden.

Nach H. Roscher (2000) neigen PVC-Leitungen zu Versprödungen und damit zu zunehmender Bruchempfindlichkeit. Dies stellt sich oft beim späteren Anbohren der Rohre zur nachträglichen Herstellung von Hausanschlüssen heraus.

Bei PE-Leitungen aus dem bis vor kurzem üblichen HDPE 80 kommt es mit der Zeit zu einem gewissen Festigkeitsverlust von bis zu 50 % in 20 Jahren. Als typische Schadensformen sind Längs- und Spiralarisse zu nennen.

Rohrbrüche infolge Einwirkungen durch Dritte

Unsachgemäße Bauarbeiten durch Baufirmen, die nicht im Auftrag des Wasserversorgungsunternehmens im Bereich der Rohrleitungen arbeiten, können zu Rohrbrüchen führen. Direkte Beschädigung der Rohrleitung durch Bagger oder indirekte Vibrationen, verursacht von schwerem LKW – Verkehr oder vibrierenden Baumaschinen, sind meist die Ursache.

Treten diese Schäden im Bauzustand auf, werden sie rasch erkannt, und auch die Frage der Haftung ist geklärt, da grundsätzlich gilt, dass das ausführende Unternehmen zur Einhaltung der Schadensverhütungspflicht die Schutzpflicht und damit die Erkundungspflicht hat. Gleichzeitig hat der Betreiber von Leitungsanlagen die Auskunftspflicht (Kröfges W., 2002).

Bei Rohrschäden die infolge abgeschlossener Bautätigkeiten zeitverzögert auftreten, (z.B. Nachsetzungen des Erdreiches im neu verfüllten Künettenkörper), ist es meist schwieriger den Zusammenhang zwischen Schaden und Verursacher herzustellen.

Weiters verursacht das ständig steigende Verkehrsaufkommen und besonders die hohen Achslasten künstliche Bodenbewegungen, die aufgrund einer, laut ÖNORM B 2533 (2004) definierten Mindestverlegetiefe von 1,5 m (außer die Gefahr des Einfrierens oder der mechanischen Beschädigung besteht nicht, woraus eine geringere Überdeckung zulässig ist), jedoch selten zu Rohrleitungsschäden führen.

2.2.1.2. Schadensursache Armatur

Bei Schäden an Armaturen handelt es sich meistens um Bruchschäden, Deformationen sowie Materialschäden an Gehäusen, Schließelementen, Dichtungs- und Befestigungsteilen. Undichtheiten an Armaturen werden oft verursacht durch Beschädigung oder falsche Handhabung. Im Einzelfall handelt es sich hierbei um geringe Wassermengen, die auf diese Weise verloren gehen, aber da Schäden an Armaturen oft lange Zeit unentdeckt bleiben, tragen sie in Summe zu den Wasserverlusten dennoch in einem beachtlichen Maße bei (Niemeyer R.G. et al., 1994).

2.2.1.3. Schadensursache Verbindungen

Die Verbindung zwischen zwei Rohren stellt seit je eine Schwachstelle in der Rohrverlegetechnik dar. Mangelhaftes Herstellen der Verbindungen, zu starke Abwinkelung in den Muffen, ungenügende Sicherung der Krümmer gegen Verschieben, sind zumeist Ursachen für Verluste an undichten Rohrverbindungen (Mutschmann & Stimmelmayer, 2002).

H. Roscher (2000) erwähnt als weitere Ursache für Schäden an fehlerhaft ausgeführten Rohrverbindungen die fehlende axiale Fixierung (Festpunkt) durch ungenügende Bemessung der Widerlager. Durch sekundäre Beeinträchtigungen wie zusätzliche Bodenbewegung und Druckstöße kommt es dann häufig zu späteren Schäden und Wasserverlusten.

2.2.1.4. Schadensursache Korrosion

Stahlrohrleitungen und duktile Gussleitungen korrodieren in aggressivem Boden, sofern keine entsprechenden Schutzmassnahmen getroffen werden. Es wird allgemein zwischen aktiven und passiven Korrosionsschutz unterschieden.

Beim aktiven Korrosionsschutz wird entweder das Metall oder die Elektrolytlösung so beeinflusst, dass keine Korrosion stattfindet. Ein Schutz der Wasserleitungen erfolgt z.B. durch eine Neutralisation des Wassers (Elektrolyt) im Wasserwerk. In der Regel wird aber das Rohrmaterial aktiv geschützt. Dies geschieht durch eine negative Aufladung der Metalloberfläche, was das Austreten der positiv geladenen Metall-Ionen verhindert. Da das Metall in diesem Fall als Anode wirkt, wird dieses Verfahren kathodischer Korrosionsschutz genannt.

Beim passiven Korrosionsschutz soll der Kontakt zwischen dem Metall und den Elektrolyten verhindert werden. Hierzu wird das metallische Rohr mit einem fremdmetallischen Überzug oder mit einer organischen Beschichtung versehen (Cammenga H., 1996).

Die DIN 50900 versteht unter Korrosion die Reaktion eines metallischen Werkstoffes mit seiner Umgebung und definiert Korrosionserscheinungen als messbare Veränderungen des Werkstoffes, welche zu einer Beeinträchtigung der Funktion eines metallischen Bauteils oder eines ganzen Systems führen kann.

Prinzipiell erfolgt eine Untergliederung der Korrosionsarten entsprechend ihren Ursachen in chemische und elektrochemische Korrosion.

Chemische Korrosion:

Die chemische Korrosion beruht auf der direkten Reaktion von so genannten korrosiven Agenzien mit dem metallischen Werkstoff. Korrodierende Wirkung haben vorwiegend Sauerstoff, Wasser, Säuren, Basen und Salze. Sehr unedle Metalle wie Aluminium, Natrium und Magnesium unterliegen einer direkten Oxidation durch Sauerstoff. Häufig werden diese Metalle aber durch die gebildete dichte Oxidschicht vor einer weiteren Korrosion geschützt. Wasser verstärkt die oxidierende Wirkung von Sauerstoff.

Unter Normalbedingungen werden alle unedlen Elemente durch Säuren angegriffen. In der Realität ist die Säurestärke und –konzentration von ausschlaggebender Wirkung. Daneben werden auch edle Metalle durch oxidierende Säuren bzw. Säuregemische aufgelöst, wie z.B. Gold durch Königswasser.

Metalle, deren Oxide sowohl Säuren als auch Basen bilden können, werden auch durch Laugen angegriffen. Salzlösungen bewirken ebenfalls eine Metallkorrosion, sofern die Ausbildung einer dichten, gut hafteten Schutzschicht ausbleibt (Cammenga H. et al., 1996).

Elektrochemische Korrosion:

Bei der elektrochemischen Korrosion wird ein Metall von der Oberfläche her durch elektrochemische Reaktionen zerstört. Für die Praxis ist dieser Korrosionstyp von weitaus größerer Bedeutung als die rein chemische Korrosion.

Die elektrochemische Korrosion findet immer dann statt, wenn zwei Metallphasen mit unterschiedlichem elektrochemischem Potential leitend miteinander verbunden sind und ein benetzender Elektrolyt (z.B. Wasser) vorhanden ist. Zum einen kann dies bei unterschiedlichen Metallen vorliegen; in diesem Fall bezeichnet man den Vorgang als Kontaktkorrosion. Zum anderen können Potentialdifferenzen auch bei ein und demselben Metall auftreten, wenn dieses z.B. eine uneinheitliche Oberfläche besitzt (Cammenga H. et al., 1996).

Erdbodenkorrosion und Bodenaggressivität:

Die Korrosion von im Erdreich verlegten Metallen wird durch die Aggressivität des Erdbodens hervorgerufen, bedingt durch ihre chemische Zusammensetzung und auch durch den physikalischen Aufbau des Bodens.

Maßgebend für die Aggressivität des Bodens ist nicht die Bodenzusammensetzung als solche, sondern sein Wasser-, Elektrolyt- und Sauerstoffgehalt. Weiters ist der elektrische Zustand (Streuströme, Bildung von Konzentrationselementen, Langstreckenströme) von ausschlaggebender Bedeutung (Beneke H., 2000).

Im Allgemeinen gilt für Stahl ein stark saurer Boden (pH 4,5) als aggressiv, ein alkalischer Boden dagegen nicht. Eine sehr wichtige Kenngröße zur Beurteilung der Bodenaggressivität, ist der spezifische Bodenwiderstand, welcher der reziproke Wert der spezifischen Leitfähigkeit ist. Der Bodenwiderstand hängt vom Dispersionsgrad der Sedimente ab, der seinerseits die Durchlässigkeit des Bodens für Luft und Wasser beeinflusst.

Man unterscheidet zwischen:

- bindigen Böden
- nichtbindigen Böden

Bei nichtbindigen Böden bilden die einzelnen Mineralkörner oder Gesteinsteilchen ein Haufwerk, das durch Reibung der Kornflächen aneinander einen losen Zusammenhalt besitzt. Ihre Eigenschaften werden von der Korngröße, Kornverteilung, Kornform und Kornrauigkeit beeinflusst. Gegenüber Witterungseinflüssen sind sie je nach Grundmaterial beständig (Stein D., 2003).

Zu den nichtbindigen Böden gehören nach DIN 1054 (2005) Sande, Kiese, Steine und ihre Mischungen, wenn der Massenanteil der Bestandteile mit Korngrößen $< 0,06$ mm weniger als 5 % beträgt, sowie gemischtkörnige Böden mit einem Massenanteil der Bestandteile mit Korngrößen $< 0,06$ mm von 5 % bis 15 %.

Bei den bindigen Böden haften die Teilchen durch elektrostatische Oberflächenkräfte, aneinander und bilden eine zusammenhängende formbare Masse.

Sie sind witterungsempfindlich und ihre Eigenschaften (Festigkeitsverhalten) werden im Wesentlichen vom Wassergehalt, der Korngröße und dem Tonmineralgehalt beeinflusst (Stein D., 2003). Zu dieser Bodenart gehören nach DIN 1054 (2005) Tone, tonige Schluffe und Schluffe sowie ihre Mischungen mit nichtbindigen Böden, wenn der Massenanteil der Bestandteile mit Korngrößen $< 0,06$ mm größer ist als 40 %, wie auch gemischtkörnige Böden mit einem Massenanteil der Bestandteile mit Korngrößen unter 0,06 mm von 15 % bis 40 %.

Nichtbindige Böden gestatten das Eindiffundieren von Luftsauerstoff und werden daher als aerobe Böden bezeichnet, während bindige Böden, insbesondere bei hohem Wassergehalt, luftundurchlässig sind und daher als anaerobe Böden bezeichnet werden. Bei solchen anaeroben Böden tritt bei gleichzeitiger Anwesenheit von Sulfationen, organischer Nährsubstanz und sulfatreduzierenden Bakterien (sulfatreduzierende Bakterien sind anaerob lebende Bakterien, deren Stoffwechselprodukte auf Metall korrosiv wirken) bei eisernen Werkstoffen anaerobe Korrosion auf (Beneke H., 2000).

2.2.1.5. Schadensursache Speicherbehälter

Wasserverluste an Speicherbehältern entstehen durch Löcher, Risse, Auslösungen aus der Speicherwand, sowie Undichtheiten an Verbindungen, wobei aus undichten Behältern viel Wasser auslaufen kann. Diese Schäden werden meist rasch erkannt, da der Wasserspiegel sinkt. Die Behebung dieser Mängel ist jedoch nur mit großem Aufwand durchführbar (Niemeyer R.G. et al., 1994).

2.2.2. Ursachen der scheinbaren Wasserverluste

Scheinbare Wasserverluste sind laut ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993) Wassermengen, die messtechnisch nicht erfasst werden. Diese Wassermengen können ihrem ursprünglichen Zweck zugeführt werden, es ist jedoch nicht auszuschließen, dass ein Teil dieser Wassermenge auch ungenutzt verloren geht. Es handelt sich also um Wasser, welches dem Netz entnommen, jedoch nicht registriert wird, und sich so als Fehlbetrag in den Gebühreneinnahmen äußert.

Der scheinbare Wasserverlust wird verursacht durch:

- Schleichverluste in den Messeinrichtungen bei den Abnehmern
- Messfehler
- Fehler, verursacht durch die rollierende Ablesung
- Ungemessene Netzabgaben

2.2.2.1. Schleichverluste in den Messeinrichtungen bei den Abnehmern

Nach G. Feldtmann (1985), haben Wasserzähler einen so genannten Anlaufwert, bei dessen Erreichen sie erst zu messen beginnen. Dies ist bei Haushaltswasserzählern von besonderer Bedeutung, da diese oft überdimensioniert sind und dadurch die Anlaufwerte häufig sehr hoch liegen, sodass kleine Wassermengen gar nicht gemessen werden.

Jeder Wasserzähler ist gekennzeichnet durch den Nenndurchfluss Q_N . Dabei muss der Zähler sowohl im Dauerbetrieb als auch im unterbrochenen Betrieb unter Einhaltung von Fehlergrenzen sicher arbeiten können.

Jeder Wasserzählergröße Q_N ist ein bestimmter Belastungsbereich zugeordnet, der durch den größten Durchfluss $Q_{\max} = 2 \times Q_N$ und durch den kleinsten Durchfluss $Q_{\min}$, der in DIN/ISO 4064 Teil 1 in Abhängigkeit von Q_N festgelegt ist. Weiters ist der Übergangsdurchfluss Q_{trenn} in Abhängigkeit von Q_N definiert, der den durch $Q_{\min}$ und $Q_{\max}$ begrenzten Belastungsbereich in einen unteren und einen oberen Belastungsbereich unterteilt.

Bei der Eichung der Wasserzähler gelten folgende Eichfehlergrenzen:

- Im unteren Bereich von $Q_{\min}$ bis unterhalb von $Q_{\text{trenn}} \pm 5 \%$
- Im oberen Belastungsbereich von einschließlich Q_{trenn} bis $Q_{\max} \pm 2 \%$

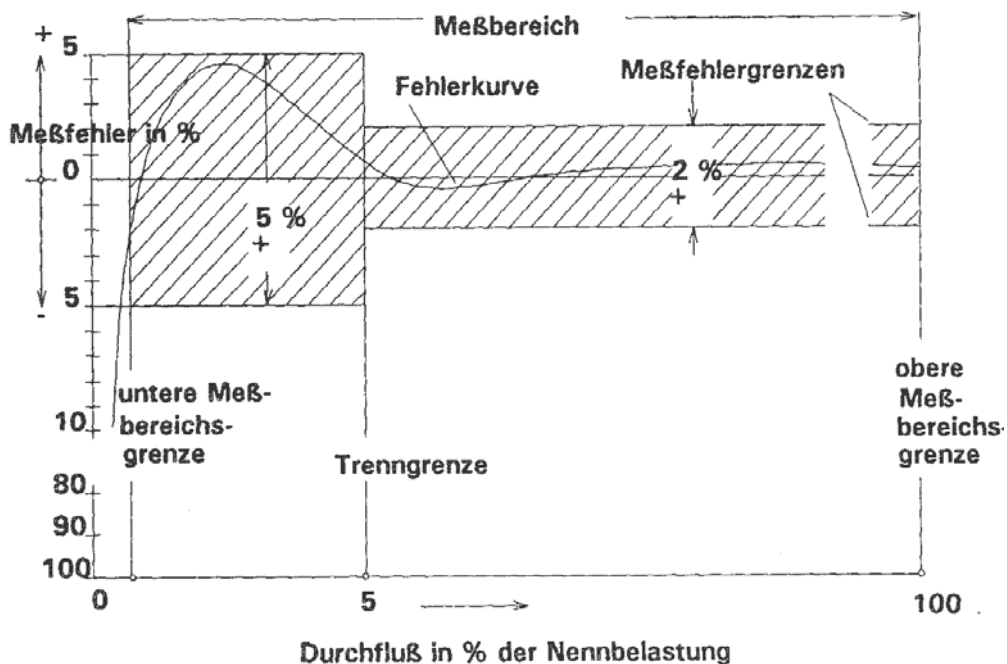


Abbildung 2.2: Fehlerkurve, Messbereich und Messfehlergrenzen der Hauswasserzähler (Feldtmann G., 1985)

In einem Haushalt wird nicht rund um die Uhr Wasser konsumiert und somit geht der Volumendurchfluss auch während des Tages auf Null zurück und steigt bei jeder Wasserentnahme wieder an. Wie aus Abbildung 2.2 ersichtlich, arbeitet der Wasserzähler vorübergehend in dem Bereich zwischen Nulldurchfluss und $Q_{\min}$, in dem der Volumendurchfluss nicht erfasst wird und so als schleichend ungemessen den Konsumenten erreicht. Die Fehlerkurve weist in diesem Bereich einen negativen Messfehler auf.

Laufende Toilettenspülungen und tropfende Wasserhähne können, wenn sich die Wassermenge unterhalb des Anlaufdurchflusses befindet, ständig schleichende Wasserverluste verursachen, und tragen zu den scheinbaren Wasserverlusten besonders bei.

Tabelle 2.1: Anlaufwerte für Wasserzähler (Kawan H.,1983)

Zählergröße Nenndurchfluss Q_N (m ³ /h)	Anlauf etwa bei (l/h)	untere Belastungsbereichsgrenze (reale Werte) (l/h)
2,5	5-8	30
6	14	40
10	21	60
15	80	180
40	150	250
60	180	350
150	1700	3500

In einem Eigenversuch wurden die Anlaufverluste von 3 Hauswasserzählern ($Q_N = 3,0 \text{ m}^3/\text{h}$) und einem Wohnungswasserzähler ($Q_N = 1,5 \text{ m}^3/\text{h}$) ermittelt. Dabei wurden folgende Wassermengen entnommen, ohne dass die Zähler dies angezeigt haben:

- HW-Zähler 1: 100 ml/min
- HW-Zähler 2: 80 ml/min
- HW-Zähler 3: 90 ml/min
- WW-Zähler: 760 ml/min

Bei den Hauswasserzählern betragen die festgestellten Anlaufwerte zwischen 4,8 l/h und 6 l/h, welche somit den von H. Kawan (1983) veröffentlichten Werten entsprechen. Die mehr als 45 Liter, die dem Leitungsnetz innerhalb einer Stunde entnommen werden können, zeigen, dass durch defekte Wasserzähler diese Anlaufverluste weit überschritten werden, und frühestens bei der nächsten Wasseruhreneichung erkannt werden.

Das DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003) gibt aus Erfahrungswerten bezüglich Häufigkeit und Dauer von Kleinstabgaben unterhalb des Anlaufverhaltens von Wasserzählern an, dass Schleichverluste max. 1 % der Rohrnetzabgabe betragen.

2.2.2.2. Messfehler

Messfehler entstehen laut ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993) z.B. durch schadhafte oder falsch eingebaute Messeinrichtungen oder Fehlertoleranzen der Messeinrichtungen bei der Netzeinspeisung und bei den Abnehmern.

Ungenauigkeiten bei den Wasserzählern der Kunden können nach Mutschmann & Stimmelmayer (2002) folgende Ursachen haben:

- Ablagerungen von Eisen, Mangan, Schlamm
- Beschädigungen durch losgerissene Inkrustierungen
- Luftansammlungen
- Bewegung im Wasserzählerbereich
- Rücklauf bei Leerlaufen des Rohrnetzes oder bei undichten Rückschlagklappen

2.2.2.3. Fehler, verursacht durch die rollierende Ablesung

Bei größeren Verteilnetzen und einer damit verbundenen großen Anzahl an Abnehmern erfolgt die Ablesung in der Weise, dass eine Unterteilung des Netzes in Ableseschritten erfolgt.

Diese Abschnitte werden regelmäßig, - meist jährlich - in einem festgelegten Zeitraum abgelesen. Innerhalb dieses Zeitraumes werden alle dadurch ermittelten Mengen rechnerisch einem Stichtag zugeordnet. Scheinbare Verluste können somit durch Fehler und Ungenauigkeiten in der zeitlichen Zuordnung und Abgrenzung der jeweiligen Einspeisemengen zu den beim Kunden erfassten Verbrauchsmengen entstehen.

2.2.2.4. Ungemessene Netzabgaben

Beispiele für mögliche ungemessene Netzabgaben laut ÖVGW - W 63 (1993) sind:

- Eigenbedarf in der Wassergewinnung, -aufbereitung und -förderung
- Spülungen nach Neuverlegungen und nach Rohrschäden
- Turnusmäßige Rohrnetz- und Kanalspülungen
- Dauerentnahmen (z.B. Frostläufe)
- Druckprüfungen und Behälterreinigungen
- Entleerungen von Leitungen und Behältern
- Brandbekämpfung und Übungen der Feuerwehr
- Zierbrunnen und Wasserspiele
- Bewässerungszwecke (z.B. für städtische Grünflächen)
- Straßenreinigung
- Bauzwecke (Straßenbau usw.)
- Veranstaltungen (Zirkus, Zeltfeste usw.)
- Notversorgung über Hydranten
- Unerlaubte Wasserentnahme (Wasserdiebstahl)

Durch Einbau von Messeinrichtungen sollten möglichst alle Netzabgaben erfasst und somit ungemessene Abgaben weitestgehend vermieden werden. Verbleibende ungemessene Netzabgaben sind möglichst genau abzuschätzen, um den betriebs-spezifischen Wasserverlust ermitteln zu können.

2.3. *Ermittlung und Darstellung von Wasserverlusten für Betriebsergebnisse*

2.3.1. Ermittlung des Gesamtwasserverlustes laut ÖVGW-Richtlinie W 63, (1993)

Die Gesamtwasserverluste werden in regelmäßigen Abständen, meist jährlich, durch eine Wassermengenbilanz ermittelt. Dabei werden die in die Verteilungsanlagen eingespeisten Wasservolumina der Summe der gemessenen Abgabevolumina gegenübergestellt. Die Differenz wird als Gesamtwasserverlust ausgewiesen. In dieser Differenz sind sowohl die tatsächlichen als auch die scheinbaren Verluste enthalten.

Die Abgabevolumina können mittels folgender Ablesungen ermittelt werden:

- Stichtagablesung
Die Ablesung erfolgt in der Regel jährlich, möglichst am gleichen Jahrestag.
- Rollierende Ablesung (siehe Punkt 2.2.2.3)

2.3.2. Ermittlung des betriebsspezifischen Wasserverlustes laut ÖVGW-Richtlinie W 63, (1993)

Der betriebsspezifische Wasserverlust wird aus dem Gesamtwasserverlust gemäß Wasserbilanz, abzüglich des Schätzwertes für alle ungemessenen Netzaufgaben (siehe Punkt 2.2.2.4), errechnet. Die ungemessenen Netzaufgaben sollten bei großen Werken mit max. 4 % und bei kleinen Werken mit max. 8 % der gezählten Abgabe an die Verbraucher in die Berechnung eingehen. Besondere Umstände, wie z.B. ein Großbrand, können auch höhere Werte rechtfertigen. Der somit errechnete betriebsspezifische Wasserverlust beinhaltet den tatsächlichen Wasserverlust, den Schleichverbrauch im Anlaufbereich, Schätzfehler bei den ungemessenen Netzaufgaben und eventuell Messfehler an Messeinrichtungen sowie Fehler bei der zeitlichen Zuordnung von Einspeisemenge und Verbrauch.

Tabelle 2.2: Ermittlung der Wasserverluste mittels Jahresbilanz laut ÖVGW – Richtlinie W 63, (1993)

Position	Benennung	ermittelter Wert	Errechnung	errechneter Wert	Einheit
A	ins Netz eingespeiste Menge				m ³
B	an den Verbraucher abgegebene Menge und gezählter Verbrauch				m ³
C	Gesamtwasserverlust		A - B		m ³
D	Schätzwerte der ungemessenen Angaben		lt. Punkt 2.2.2.4		m ³
E	betriebsspezifischer Wasserverlust		C - D		m ³

2.3.3. Ermittlung des realen (tatsächlichen) Wasserverlustes laut DVGW-Arbeitsblatt W 392, (2003)

Tabelle 2.3 verschafft einen Überblick der Wassermengenbilanz mit allen darin enthaltenen Komponenten (Wassermengen Q in m³/a).

Zuerst ermittelt man die Rohrnetzeinspeisung Q_N und die in Rechnung gestellten Rohrnetzaufgaben Q_{AI} . Eine genaue Messung bzw. Schätzung der nicht in Rechnung gestellten Rohrnetzaufgabe Q_{AN} wird im zweiten Schritt durchgeführt.

Wie in der Tabelle 2.3 ersichtlich, ergibt sich die Rohrnetzaufgabe Q_A aus der Summenbildung von Q_{AI} und Q_{AN} . Die Wasserverluste Q_V ergeben sich aus der Differenz der Rohrnetzeinspeisung Q_N und der Rohrnetzaufgabe Q_A . Eine möglichst genaue Schätzung der scheinbaren Wasserverluste Q_{VS} , bestehend aus Zählerabweichungen, Schleichverlusten und Diebstahl von Wasser, ist notwendig, um die realen (tatsächlichen) Wasserverluste, welche sich aus der Differenz der Wasserverluste Q_V und der scheinbaren Wasserverluste Q_{VS} ergeben, zu ermitteln.

Tabelle 2.3: Wassermengenbilanz laut DVGW-Arbeitsblatt W 392, (2003)

Rohrnetz- einspeisung Q_N	Rohrnetzabgabe Q_A	in Rechnung gestellte Rohrnetzabgabe Q_{AI}	in Rechnung gestellte und gemessene Rohrnetzabgabe	in Rechnung gestellte Wasserabgabe Q_{IR}
			in Rechnung gestellte und nicht gemessene Rohrnetzabgabe	
		nicht in Rechnung gestellte Rohrnetzabgabe $Q_{AN} (1)$	nicht in Rechnung gestellte und gemessene Rohrnetzabgabe	
	Wasserverluste Q_V	scheinbare Wasserverluste Q_{VS}	Zählerabweichungen Abgrenzungsverluste bei Ablesung	nicht in Rechnung gestellte Wasserabgaben Q_{NR}
			Schleichverluste	
			Wasserdiebstahl	
		reale Wasserverluste Q_{VR}	Zubringerleitungen	
			Behälter	
			Haupt- und Versorgungsleitungen	
			Hausanschlussleitungen bis zum Hauswasserzähler	

(1) z.B. Feuerlöschbedarf, Kanal- und Straßenreinigung, Hydranten- und Leitungsspülung, Frostschutz, Bewässerung öffentlicher Flächen

Sofern keine genaueren Erkenntnisse im Wasserversorgungsunternehmen vorliegen, können zur Ermittlung der realen Wasserverluste Q_{VR} scheinbare Wasserverluste Q_{VS} in der Größenordnung von 1,5 – 2,0 % der Rohrnetzabgabe Q_A angesetzt werden.

In Anlage 3 des DVGW – Arbeitsblattes W 392 findet sich eine Beispielrechnung für die Wassermengenbilanz.

Tabelle 2.4: Beispiel zur Berechnung der realen Wasserverluste q_{VR} nach DVGW-W 392, (2003)

Schritt	Rohrnetzbezirk: Beispielnetz	Zeitraum: 1 Jahr
1	Rohrnetzeinspeisung Q_N	$Q_N = 1.110.000 \text{ m}^3/\text{a}$
2	in Rechnung gestellte Wasserabgabe Q_{AI}	$Q_{AI} = 950.000 \text{ m}^3/\text{a}$
3	nicht in Rechnung gestellte Wasserabgaben Q_{AN}	$Q_{AN} = 50.000 \text{ m}^3/\text{a}$
4	Rohrnetzabgabe $Q_A = Q_{AI} + Q_{AN}$	$Q_A = 1.000.000 \text{ m}^3/\text{a}$
5	Wasserverluste $Q_V = Q_N - Q_A$	$Q_V = 110.000 \text{ m}^3/\text{a}$
6	scheinbare Wasserverluste Q_{VS}	$Q_{VS} = 10.000 \text{ m}^3/\text{a}$
7	reale Wasserverluste $Q_{VR} = Q_V - Q_{VS}$	$Q_{VR} = 100.000 \text{ m}^3/\text{a}$

Erläuterungen zur Berechnung:

Die in Schritt 3 ermittelten nicht in Rechnung gestellten Abgaben resultieren z.B. aus Löschwasser oder aus Mengen für Bewässerung öffentlicher Flächen sowie Abnahmen zur Hydranten- und Rohrnetzspülung und sind möglichst genau zu schätzen.

Die in Schritt 6 ermittelten Mengen scheinbarer Verluste basieren auf der Annahme, dass sie sich auf 1 % der Rohrnetzabgabe belaufen.

Die genaue Messung der Rohrnetzeinspeisung Q_N ist von großer Bedeutung für eine zuverlässige Wassermengenbilanz nach Tabelle 2.3. Ungenaue Messungen lassen ein Verteilungssystem durch fehlerhaft bilanzierte Wasserverluste in einem besseren (negative Zählerabweichung) oder schlechteren (positive Zählerabweichung) Zustand erscheinen.

Alle Wasserverlustkennzahlen beziehen sich auf die meist nicht eichpflichtigen und oft nicht geprüften Messgeräte gemessenen Rohrnetzeinspeisung Q_N . Deshalb sind diese Messgeräte auf Abweichungen zu überprüfen und bei festgestellten Abweichungen sind Korrekturen vorzunehmen (DVGW – Arbeitsblatt W 392, 2003).

2.3.4. Wasserzählung und Wassermessung

Die Begriffe Zählung und Messung bezeichnen trotz ihrer Ähnlichkeit nicht dasselbe. Zählen ist die Erfassung einer Menge innerhalb eines beliebigen Zeitabschnittes, Messen jedoch das Erfassen der Menge in der Zeiteinheit (Volumenstrom; Volumendurchfluss). Der Zeiger eines Zählers läuft immer in der gleichen Richtung weiter und ist daher nur auf ein Mengenmaß geeicht; - der Zeiger eines Durchflussmessers jedoch pendelt je nach Durchfluss über die Skala hin und her, welche in l/s oder m³/h eingeteilt sein kann (Mutschmann & Stimmelmayer, 2002).

Zur Bestimmung der Rohrnetzabgabe Q_A werden Wasserzähler verwendet. Die Differenz zwischen einer vorherigen und einer späteren Ablesung des Zählers stellt den Verbrauch dar.

Die Rohrnetzeinspeisung Q_N erfolgt mit Durchflussmessgeräten, welche den momentanen Zufluss in das Verteilungsnetz erfassen wie mit Großwasserzählern (Woltmanzähler), die mit elektronischen Impulsgebern mit nachgeschaltetem Messumformer versehen werden, wodurch die Zählung auch zur Messung wird. Sämtliche Stundenwerte dieser Messstellen werden über ein Fernwirknetz an die Zentrale übertragen und dort registriert.

Da die genaue Registrierung der Rohrnetzeinspeisung und Bestimmung der Rohrnetzabgabe sowie die Bilanzierung der Wassermengen in einzelnen Druck- bzw. Messzonen von besonderer Bedeutung für die Wasserverlustüberwachung sind, sollen im Folgenden die dazu benötigten Geräte dargestellt werden.

2.3.4.1. Wasserzähler

Wasserzähler enthalten bewegliche Teile, die vom strömenden Wasser angetrieben werden. Nach dem Messprinzip unterscheidet K. Möhlen (1999) zwischen:

- a) Turbinenzähler
- b) Verdrängungszähler

ad a) Turbinenzähler

Turbinenzähler messen mit einem Flügelrad oder mit einem Messflügel die Fließgeschwindigkeit des Wassers. Bei zweckentsprechender Konstruktion ist die Umdrehungsgeschwindigkeit des Flügelrades bzw. die Winkelgeschwindigkeit des Messflügels proportional zu der Fließgeschwindigkeit des durch den Zähler strömenden Wassers. Die Anzahl der von der Fließgeschwindigkeit abhängigen Umdrehungen von Flügelrad- bzw. Messflügelachse werden gezählt. Die Übersetzung eines zwischen Achse und Anzeigevorrichtung angeordneten Getriebes wird in Abhängigkeit vom Fließquerschnitt des Zählers so gewählt, dass das vom Zähler während einer bestimmten Zeit angezeigte Volumen dem Durchfluss durch den Turbinenzähler entspricht. Man unterscheidet zwischen:

- Flügelradzähler
- Woltmanzähler

Für die Messung der Wasserlieferung an Haushalte und Kleingewerbe werden überwiegend Flügelradzähler verwendet. Einstrahl-Flügelradzähler als Wohnungszähler für geringe Durchflüsse bis $1,5 \text{ m}^3/\text{h}$ Nenndurchfluss besitzen nur eine Ein- und Austrittsöffnung. Bei Mehrstrahl-Flügelradzählern mit einem Q_N von $2,5$ bis $10,0 \text{ m}^3/\text{h}$ tritt das Wasser durch mehrere am Umfang des Flügelbeckers tangential angebrachte Löcher ein, trifft auf den – dadurch voll beaufschlagten – Flügel und tritt durch eine zweite, höher liegende Öffnungsreihe wieder aus. Das Flügelrad läuft leichter an als bei einseitiger Belastung wodurch die Flügelradachse und ihr Lager auch geringer abgenutzt wird.

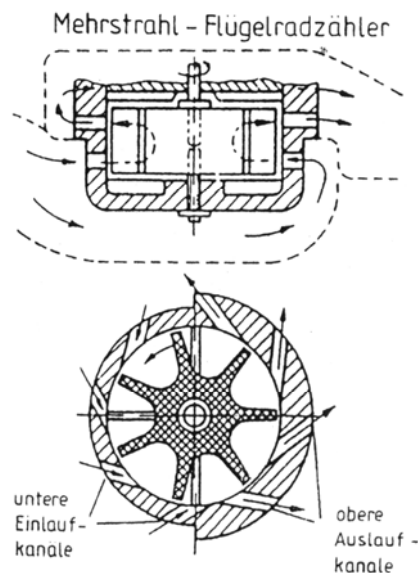


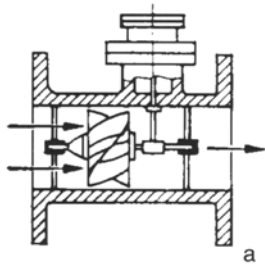
Abbildung 2.3: Mehrstrahl-Flügelradzähler (Möhlen K., 1999)

Beim Woltmanzähler, - ab $15 \text{ m}^3/\text{h}$ im Einsatz - wird der Flügel mit den schraubenförmig verwundenen Schaufeln parallel zu seiner Achse vom Wasser durchströmt. Der Rohrquerschnitt wird im Woltmanzähler ohne wesentliche Verengung beibehalten, wodurch ein sehr geringer Druckverlust gegenüber dem Flügelradzähler ($0,1$ bis $0,25 \text{ bar}$ statt $1,0 \text{ bar}$) auftritt.

Ein gleichmäßiges Strömungsprofil ist Voraussetzung für genaues Messen, weshalb eine gerade störungsfreie Einlaufstrecke von mindestens dem 3-fachen Nenndurchmesser des Zählers gefordert wird und die Auslaufstrecke mindestens 2 D lang sein muss.

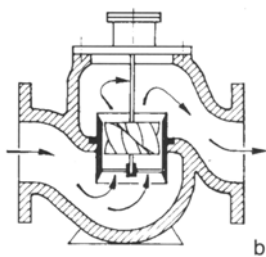
Je nach Lage der Flügelachse zur Rohrleitungsachse wird unterschieden zwischen:

- Typ WP – Woltman parallel (beide Achsen liegen parallel zueinander)
- Typ WS – Woltman senkrecht (Flügelradachse senkrecht zur Rohrleitungsachse)



WP – Zähler laufen später an, haben jedoch wegen des geraden Wasserdurchganges einen geringeren Druckverlust als WS – Zähler. WP – Zähler werden bevorzugt dort eingebaut, wo der Versorgungsdruck wegen Höhenlage der Grundstücke in der Nähe des Mindestversorgungsdruckes liegt oder an Messstellen mit Dauerdurchfluss.

Abbildung 2.4: Woltmanzähler Typ WP (Hogrefe W., 1994)



WS – Zähler messen im unteren Messbereich aufgrund der gut zu lagernden vertikalen Achse des Messflügels genauer als WP – Zähler und haben infolge der mehrfachen Wasserumlenkung einen höheren Druckverlust besonders im oberen Messbereich. Deshalb werden sie überwiegend dort eingesetzt, wo der Durchfluss oft auf Null zurückgeht.

Abbildung 2.5: Woltmanzähler Typ WS (Hogrefe W., 1994)

Verbundzähler - WPV bzw. WSV – vereinigen einen Woltmanzähler und einen Flügelradzähler und sind in der Lage, von sehr kleinen bis sehr großen Durchflussmengen zu zählen. Eine Umschalteneinrichtung mit Feder- oder Gewichtsbelastung sorgt dafür, dass beim Unterschreiten eines gewissen Durchflusses der Woltmanzähler abgeschaltet wird, so dass die kleine Wassermenge nur durch den „Nebenzähler“ läuft.

ad b) Verdrängungszähler

Im Gegensatz zu den Turbinenzählern messen die Verdrängungszähler das Volumen direkt. Sie werden deshalb auch als Volumenzähler bezeichnet. In den Verdrängungszählern befinden sich Körper, die den Zähler in Messkammern mit identischem Volumen unterteilen. Die Körper werden durch das strömende Wasser verdrängt und geben dabei abwechselnd die Zufluss- und die Abflussöffnung des Zählers frei. Das durch den Verdrängungszähler strömende Wasser wird in Messkammerfüllungen zerlegt. Die Anzahl der Füllungen wird gezählt. Die Addition des Volumens der einzelnen Füllungen in einer bestimmten Zeiteinheit ergibt den Volumendurchfluss in m^3/h .

Verdrängungszähler zeichnen sich zwar durch eine gute Messgenauigkeit aus, sind jedoch empfindlich gegenüber Schwebstoffen, die bei Erhöhung der Fließgeschwindigkeit oder bei Umkehr der Fließrichtung in den Versorgungsleitungen eingetragen werden und zum Stillstand der Verdrängungszähler führen können. Aus diesem Grund setzen nur einige wenige Versorgungsunternehmen für die Messung der Wasserlieferung an Haushalte und Kleingewerbe Verdrängungszähler ein, weshalb nicht näher auf sie eingegangen wird.

Die Messgenauigkeit eines Wasserzählers ist gekennzeichnet durch die metrologische Klasse, der er zugeordnet ist. Je nach Größe der in Abhängigkeit vom Nenndurchfluss Q_N in DIN/ISO 4064 Teil 1 festgelegten Durchflusswerte $Q_{\min}$ und Q_{trenn} werden die Wasserzähler einer der 3 metrologischen Klassen A, B oder C zugeordnet.

Tabelle 2.5: Metrologische Klassen nach ISO 4064 Teil 1 für Kaltwasserzähler

metrologische Klasse	Nenndurchfluss $Q_N = \frac{Q_{\max}}{2}$	
	$< 15 \text{ m}^3/\text{h}$	$\geq 15 \text{ m}^3/\text{h}$
Klasse A $Q_{\min}$ Q_t	0,04 Q_N 0,10 Q_N	0,08 Q_N 0,30 Q_N
Klasse B $Q_{\min}$ Q_t	0,02 Q_N 0,08 Q_N	0,30 Q_N 0,20 Q_N
Klasse C $Q_{\min}$ Q_t	0,01 Q_N 0,015 Q_N	0,006 Q_N 0,015 Q_N

Nach K. Möhlen (1999) erfordert eine hohe Messgenauigkeit einen leichten Anlauf der Wasserzähler bei geringstmöglichem Durchfluss. Dies wiederum erfordert geringeres Gewicht und eine geringere Lagerreibung aller beweglichen Teile des Zählers. Leichtbauweisen fördern jedoch nicht unbedingt die anzustrebende Messbeständigkeit des Zählers über viele Jahre. Bei der Auswahl der Wasserzähler ist deshalb ein Kompromiss erforderlich zwischen Messgenauigkeit und Messbeständigkeit. Messbeständigkeit über einen möglichst langen Zeitraum spart Kosten für die Wechselung und Instandsetzung der Wasserzähler. Deshalb die Empfehlung, Wasserzähler der metrologischen Klasse A oder B zu wählen, wobei bedacht werden kann, dass Herstellerangaben der unteren Messbereichsgrenze für neue Zähler teilweise weit unter der nach ISO 4064 Teil 1 geforderten Werte betragen.

Um den tatsächlichen Wasserverlust, der durch Ausströmen von Wasser infolge Schäden am Trinkwassernetz verursacht wird genauer feststellen zu können, sollten alle geplanten Wasserentnahmen direkt aus den Versorgungsleitungen über Hydranten mittels Hydrantenzähler gemessen, – und nicht geschätzt werden.

2.3.4.2. Durchflussmesser

2.3.4.2.1. Magnetisch - induktive Durchflussmessgeräte

Messprinzip

Die Grundlage der magnetisch – induktiven Durchflussmessung (MID) ist das Faradaysche Induktionsgesetz: Bewegt man einen elektrischen Leiter in einem Magnetfeld, so wird senkrecht zur Bewegungsrichtung und senkrecht zum Magnetfeld eine elektrische Spannung induziert, deren Größe der Magnetfeldstärke und der Geschwindigkeit der Bewegung proportional ist. Diese Aussage des Induktionsgesetzes lässt sich auch auf ein mit einer elektrisch leitfähigen Flüssigkeit gefülltes Rohr beziehen, wenn die Flüssigkeit im Magnetfeld fließt (Hogrefe W., 1994).

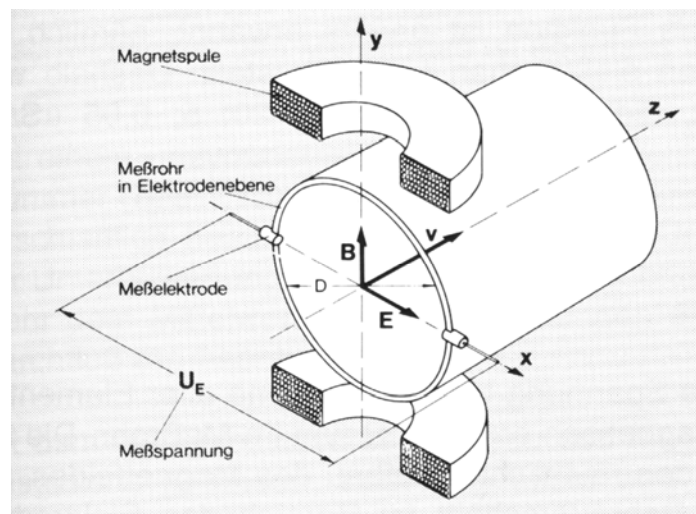


Abbildung 2.6: Prinzip des magnetisch - induktiven Durchflussmessers (Hogrefe W., 1994)

Der MID besteht aus einem Messaufnehmer und einem Messumformer in getrennter oder kompakter Bauweise. Der MID-Messaufnehmer besteht aus einem nicht-ferromagnetischen Messrohr (Ferromagnetische Werkstoffe verstärken das Magnetfeld und führen so zum magnetischen Kurzschluss. Laut W. Hogrefe (1994) hindert austenitischer Stahl das Magnetfeld nicht, weshalb dies der meist verwendete Rohrwerkstoff im MID ist.) mit innen elektrisch isolierender Oberfläche, diametral auf dem Rohr montierten Magnetspulen und zwei gegenüberliegenden Elektroden, die isoliert durch die Rohrwand hindurch geführt werden, mit dem Messstoff in Kontakt stehen und die Signalspannung U_i abgreifen.

Für Messstoffe mit extrem niedriger elektrischer Leitfähigkeit - (die kleinstmögliche geforderte Leitfähigkeit beim kapazitiven Signalabgriff beträgt $0,05 \mu\text{s/cm}$) und für Medien, die isolierende Ablagerungen auf der Rohrwand bilden und damit den Kontakt zwischen Messstoff und Elektrode unterbrechen, gibt es MID mit berührungslosem kapazitiven Signalabgriff. Dabei befinden sich die zwei Flächenelektroden in oder hinter der Rohrauskleidung (Hofmann F., 2003).

Die stromdurchflossenen Feldspulen erzeugen ein Magnetfeld mit der Induktion B senkrecht zur Rohrlängsachse. Dieses Magnetfeld durchdringt das Magnetfeld und den darin fließenden Messstoff der je nach Gerätetyp laut W. Hogrefe (1994) eine Mindestleitfähigkeit von 20; 5; $0,5 \mu\text{s/cm}$ betragen soll.

Entsprechen dem Induktionsgesetz gilt:

$$U_i = B \times D \times v \times k$$

U_i = induzierte Spannung

B = Magnetfeldstärke

D = Elektrodenabstand, Rohrinne Durchmesser

v = Geschwindigkeit des Leiters

k = dimensionslose Konstante

Der Durchfluss q durch den betrachteten Rohrquerschnitt ist:

$$q = A \times v = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times v$$

womit die Signalspannung U_i vom Messumformer - dessen Aufgabe es ist die relativ kleine Signalspannung zu verstärken, von Störspannungen zu befreien, sie in eine verarbeitbare Größe umzuwandeln und den Wert direkt anzuzeigen – in eine Durchflussanzeige

$$q_i = \frac{U_i \times D \times \pi}{k \times 4 \times B} \quad \text{umgerechnet wird (Hofmann F., 2003).}$$

Im Regelfall wird laut F. Hofmann (2003) die DN des MID gleich der Rohrleitungs-DN gewählt, nie größer!

Gelegentlich weichen Rohrgröße und errechnete MID-Nennweite voneinander ab, und zwar ist dann in der Regel der MID kleiner. Eine Anpassung durch konische Rohrübergangsstücke ist möglich, wenn der Einschnürungswinkel kleiner als 8° ist (bei eichamtlich zugelassenen Anlagen muss die Einschnürung vor der vorgeschriebenen Einlaufstrecke erfolgen).

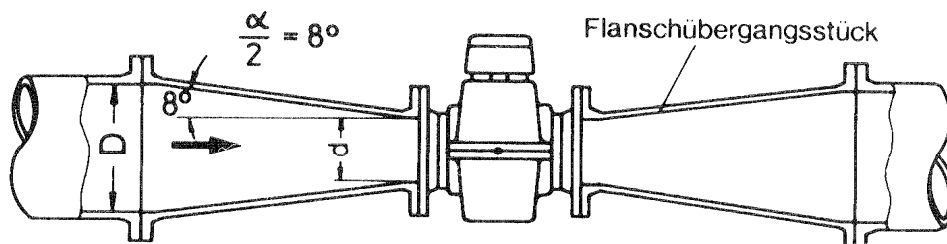


Abbildung 2.7: Einschnürung an der Messstelle des MID (Hogrefe W., 1994)

Der durch die 8° -Einschnürung entstehende Druckverlust lässt sich mit Hilfe des folgenden Nomogramms (Abb.2.8) errechnen indem man das Durchmesser Verhältnis d/D ermittelt und die aktuelle Fließgeschwindigkeit v aus der Kurvenschar herausucht. Der Schnittpunkt beider Größen ergibt auf der Ordinate den Druckverlust Δp an (Hogrefe W., 1994).

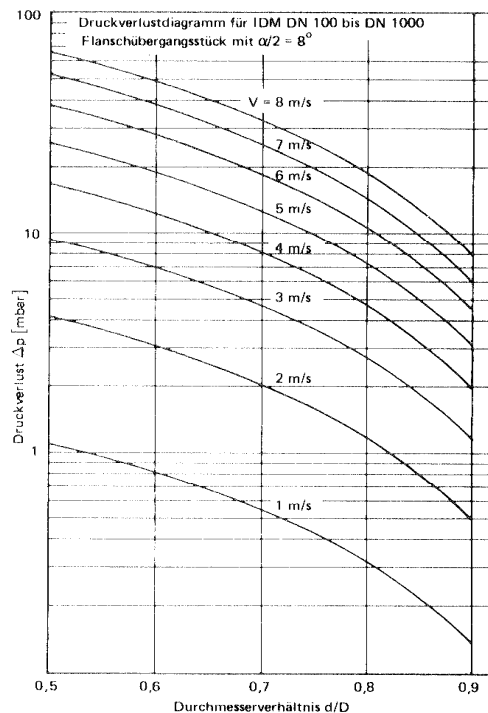


Abbildung 2.8: Druckverlust bei Rohreinschnürung (Hogrefe W., 1994)

Vorteile und Grenzen der magnetisch induktiven Durchflussmessung:

- Wegen des von Einbauten freien Durchflussquerschnittes und meist identischer Nennweite des MID zur Nennweite des Rohrabschnitts tritt praktisch kein Druckverlust auf und es ist daher keine zusätzliche Pumpleistung nötig.
- Keine mechanisch bewegten Teile – der MID ist daher praktisch verschleißfrei, extrem langlebig, überlastsicher und hat keine Anlaufschwelle, weshalb er niedrigste Fließgeschwindigkeiten messen kann.
- Hohe Genauigkeit – MID zeigen nur geringe Messungenauigkeiten (bis unter 0,2 % vom Messwert unter Referenzbedingungen), hohe Linearität und weite Messspannen (über 1:100 bei Messabweichungen von unter 1 % vom Messwert) aufgrund des linearen Messprinzips. Der lineare Zusammenhang zwischen Fließgeschwindigkeit v (Durchfluss q) und der Signalspannung U_i erlaubt eine lineare Signalverarbeitung und damit auch eine einfache weite Einstellung der Messbereiche sowie präzise Messungen von pulsierendem Durchfluss.
- Weitgehend unabhängig von Viskosität und Dichte
- Weitgehend unabhängig vom Strömungsprofil und damit kurze Einlaufstrecken von $5 \times D$ und Auslaufstrecken von $2 \times D$
- Messung in beide Durchflussrichtungen mit gleicher Genauigkeit, vorausgesetzt, es sind beidseits ausreichend lange ungestörte Einlaufstrecken vorhanden
- Der Messstoff muss eine bestimmte elektrische Mindestleitfähigkeit aufweisen (Hofmann F., 2003)

2.3.4.2.2. Ultraschall-Durchflussmessung

Die Schallgeschwindigkeit c als stoffspezifische Größe ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Schallwellen in einem Medium. Sie ändert sich mit der Dichte des Mediums, wodurch sie bei Flüssigkeiten auch temperaturabhängig ist. Wenn ein Schallimpuls von einem Ort abgesandt wird, so erreicht er einen zweiten Ort mit der Schallgeschwindigkeit.

Die Geschwindigkeit ändert sich dann, wenn sich der Schallträger selbst bewegt und zwar als Addition beider Geschwindigkeiten. So z.B. benötigt ein Geräusch gegen den Wind etwas mehr Zeit als mit dem Wind für die gleiche Strecke. Diesen Effekt macht sich die Ultraschallmessung zunutze.

Für die Ultraschallgeschwindigkeitsmessung bei Flüssigkeiten gibt es zwei Methoden:

- a) Laufzeitverfahren
- b) Dopplerverfahren

Das Dopplerverfahren benötigt Reflektoren (Feststoffpartikel oder Gasblasen) im Medium. Diese Methode wird heute nur noch in wenigen speziellen Anwendungen eingesetzt und wird deshalb in dieser Arbeit nicht näher behandelt.

ad a) Laufzeitverfahren

Zwei auf einer Rohrleitung montierte elektro-akustische Wandler senden und empfangen kurze Ultraschallimpulse durch das im Rohr strömende Produkt (Wasser). Die Wandler sitzen in Längsrichtung versetzt an beiden Seiten des Messrohres. Bei Nulldurchfluss erreichen beide Sensoren die ausgesandten Ultraschallimpulse zur selben Zeit, d.h. ohne Laufzeitdifferenz. Bei fließendem Messstoff hingegen benötigen die Ultraschallwellen unterschiedliche, strömungsbedingte Laufzeiten, bis sie den anderen Sensor erreichen. Diese gemessene Laufzeitdifferenz ist direkt proportional zur Fließgeschwindigkeit und damit zum Durchflussvolumen.

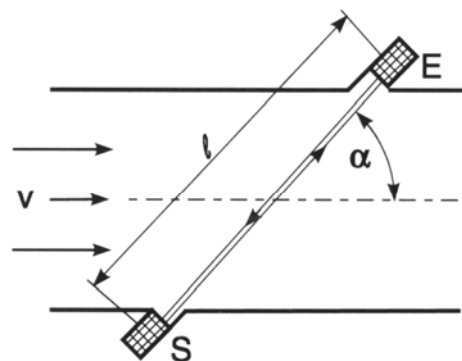


Abbildung 2.9: Schema des Laufzeitverfahrens (Hogrefe W., 1994)

$$l = \frac{D}{\sin \alpha}$$

Der mit der Strömung laufende Puls von Piezo S nach E benötigt eine Laufzeit von:

$$T_{S \rightarrow E} = \frac{D}{\sin \alpha} \times \frac{1}{(c + v \cos \alpha)}$$

Der gegen die Strömung laufende Puls von Piezo E nach S benötigt eine Laufzeit von:

$$T_{S \rightarrow E} = \frac{D}{\sin \alpha} \times \frac{1}{(c - v + \cos \alpha)}$$

Die Zeitdifferenz beider Pulse beträgt:

$$\Delta T = T_{E \rightarrow S} - T_{S \rightarrow E} = v \times \frac{T_{E \rightarrow S} \times T_{S \rightarrow E} \times \sin(2\alpha)}{D}$$

Womit sich $v = \frac{D}{\sin(2\alpha)} \times \frac{T_{E \rightarrow S} - T_{S \rightarrow E}}{T_{E \rightarrow S} \times T_{S \rightarrow E}}$ ergibt.

In einer Rohrleitung mit kreisförmigen Querschnitt gilt: $q = v \times A = v \times \frac{D^2 \pi}{4}$

Aus der mittleren Strömungsgeschwindigkeit wird somit der Durchfluss q bestimmt.

$$q = \frac{\pi \times D^3}{4 \times \sin(2\alpha)} \times \frac{T_{E \rightarrow S} - T_{S \rightarrow E}}{T_{E \rightarrow S} \times T_{S \rightarrow E}} \quad (\text{Hofmann F., 2000}).$$

Vorteile und Grenzen der Ultraschalldurchflussmessung:

Grundsätzlich ist die Ultraschall-Durchflussmessung mit der magnetisch induktiven Durchflussmessung vergleichbar. Vorteile sind: keine Einengung der Rohrleitung, also kein Druckhöhenverlust, und keine mechanisch bewegten Teile und somit kein Verschleiß, und sehr hohe Messgenauigkeit sowie die Messung in beide Strömungsrichtungen. Ein weiterer Vorteil der Ultraschallmessung liegt darin, dass auch nicht oder schlecht leitende Stoffe gemessen werden können.

Nachteilig sind die erheblichen Ein- und Auslaufstrecken (bis 15-facher Rohrdurchmesser), da die Messwerte nur bei rotationssymmetrischen Strömungsverläufen gültig sind. Der Einfluss unsymmetrischer verzerrter Strömungsprofile auf die Messgenauigkeit wird durch zwei Messpfade erheblich reduziert. Ebenso stört eine zu starke Gas- bzw. Feststoffkonzentration die Messung, da die Ultraschallwelle von den Feststoffen reflektiert wird und nicht zum Empfänger gelangt.

2.3.5. Darstellung von Wasserverlusten

Prozentuelle Wasserverluste

Für betriebswirtschaftliche Betrachtungen werden die jährlichen Wasserverluste in der Praxis oft noch aus dem Verhältnis Verlustvolumen zu Einspeisevolumen in Prozent herangezogen. Sollten die Wasserverluste zur Beurteilung des technischen und betrieblichen Zustandes eines Trinkwasserversorgungssystems verwendet werden, ergeben sich dabei aber Probleme.

Prozentsätze allein lassen die erwünschte Aussage über den Zustand des Trinkwassernetzes nicht zu, bzw. es können derartige Werte zu Fehlbeurteilungen über die Dichtheit bzw. über den Zustand der Verteilungsanlagen führen, da hier netzspezifische Daten wie Rohrnetzlänge, Anschlussdichte, Bodenverhältnisse usw. unberücksichtigt bleiben.

Folgende Beispiele mögen dies erläutern:

1. Beispiel:

Betrachtet man zwei Rohrnetzteile, wobei auf ein Kalenderjahr bezogen in dem einen Rohrnetzteil 70.000 m^3 Wasser pro km Rohrnetz transportiert werden und in dem anderen nur 10.000 m^3 , so ist bei völlig gleichem Netzzustand – gleiche Anzahl und Größe der Lecks pro km - der errechnete prozentuelle Wasserverlust aus der Wassermengenbilanz für den zweiten Rohrnetzteil sieben mal so hoch wie für den ersten Rohrnetzteil (Göckel B.,1985).

2. Beispiel:

Vergleicht man nun ein dicht besiedeltes städtisches Trinkwassernetz mit einem ländlichen Wasserversorgungsnetz und unterstellt man je km Rohrnetz in beiden Fällen die gleiche Schadenzahl und Schadensgröße, so wird z.B. folgendes auftreten: Bezogen auf den versorgten Einwohner möge im städtischen Netz die Rohrlänge 1 m betragen, in dem ländlichen jedoch 60 m. Die Schadenshäufigkeit und die damit verbundenen Wasserverluste sind im ländlichen Versorgungsnetz, bezogen auf die Einspeisemenge, 60 mal so groß wie im dicht besiedelten städtischen Trinkwassernetz (Göckel B, 1985).

3. Beispiel:

Eine Stadt von 18.000 Einwohnern hat eine Rohrnetzlänge von 76 km und speist in dieses Netz $1.000.000 \text{ m}^3$ Wasser pro Jahr ein. Die Wasserverluste betragen 120.000 m^3 , das sind 12 %. In dieser Stadt siedelt sich nun ein großer Wasserverbraucher, z.B. ein Schlachthof, an, der ebenfalls $1.000.000 \text{ m}^3$ Wasser pro Jahr benötigt. Plötzlich sinkt der prozentuelle Wasserverlust auf 6 %, ohne dass sich das Rohrnetz verändert hat. Errechnet man sich den längenbezogenen Wasserverlust als Verhältnis des tatsächlichen Wasserverlustes zur Rohrnetzlänge so ergibt sich, unabhängig von der Ansiedelung des Großverbrauchers, ein Wert von $0,18 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{km})$ (Hochschulte H., 1985).

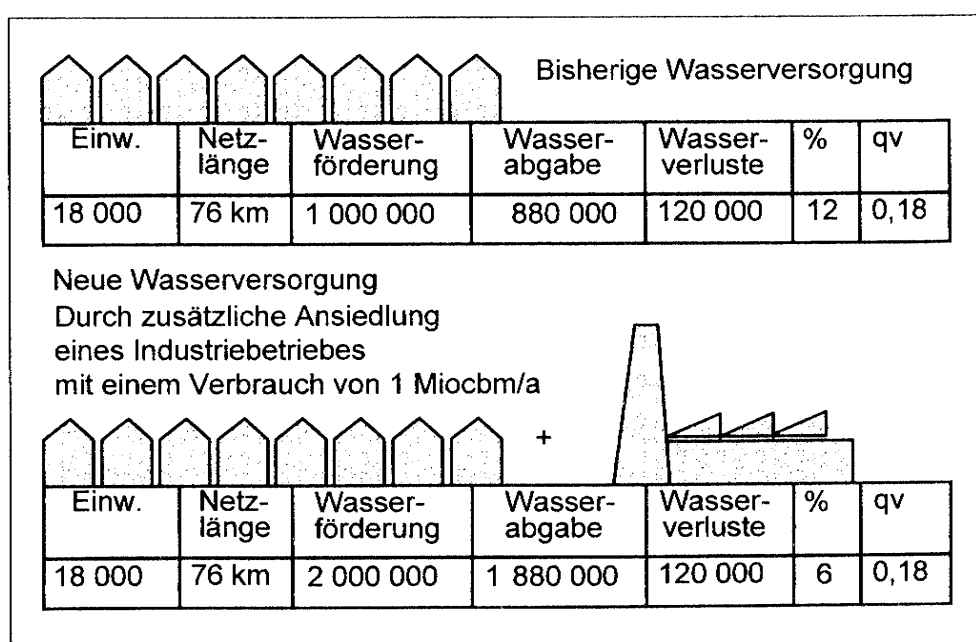


Abbildung 2.10: Beispiel für die Darstellung von Wasserverlusten (Hochschulte H.,1985)

Wasserverluste in Prozentangaben sind nur dann verwendbar, wenn sie in Jahresfolgen aufgestellt werden und wenn sie sich immer nur auf das gleiche Rohrnetz mit gleicher Abgabestruktur beziehen.

Längenbezogene Wasserverluste

Zur Beurteilung des Zustandes eines Netzes eignet sich vorzugsweise der auf die Länge der Versorgungs- und Anschlussleitungen längenbezogene Wasserverlust, weil dieser besser der Versorgungsstruktur des Rohrnetzes Rechnung trägt.

Der längenbezogene Wasserverlust, bezogen auf die Jahresbilanz (8760 Stunden), wird nach ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993), wie folgt errechnet:

$$q_v = \frac{Q_v}{8760 \times (L_{N1} + L_{N2})} \quad \text{in} \quad \frac{m^3}{h \times km}$$

darin bedeuten:

q_v	längenbezogener Wasserverlust
Q_v	betriebsspezifischer Wasserverlust (aus der Jahreswasserbilanz) in m^3
L_{N1}	Länge der Versorgungsleitungen (ohne Fernleitungen) in km
L_{N2}	Länge der Anschlussleitungen

2.3.6. Infrastruktur Verlust Index ILI (Infrastructure leakage index)

Beim Infrastruktur-Verlust-Index handelt es sich um einen von der IWA (International Water Association) verwendeten dimensionslosen Wasserverlust-Indikator, welcher von einer eigenen Arbeitsgruppe, der „Task Force Water Losses“, die sich ausschließlich mit dem Thema Wasserverlust beschäftigt, entwickelt wurde. Mit Hilfe des ILI lässt sich ermitteln, wie gut ein Trinkwassernetz unter gegebenem Betriebsdruck im Hinblick auf die Verminderung der realen Verluste bewirtschaftet wird. Unter Bewirtschaftung wird in diesem Fall die Wartung, Instandsetzung, aber auch die Sanierung verstanden. Der ILI ergibt sich aus dem Verhältnis der derzeitigen jährlichen realen Verluste (TIRL) und der unvermeidbaren jährlichen realen Verluste (UARL).

$$ILI = TIRL / UARL$$

Ein ILI von 1,0 bedeutet somit, dass ein Wasserversorgungsunternehmen mit optimaler Wirksamkeit den realen Wasserverlusten entgegenwirkt und je höher der ILI-Wert desto schlechter ist der Zustand des Versorgungssystems. (Zum Beispiel bedeutet ein Wert von 1,5, dass der reale Verlust in einem Versorgungssystem 1,5-mal des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Verlustes ist.)

Das Prinzip des ILI ist wahrscheinlich am besten anhand der nachfolgenden Graphik zu verstehen, die die vier Komponenten des Verlustmanagements zeigt.

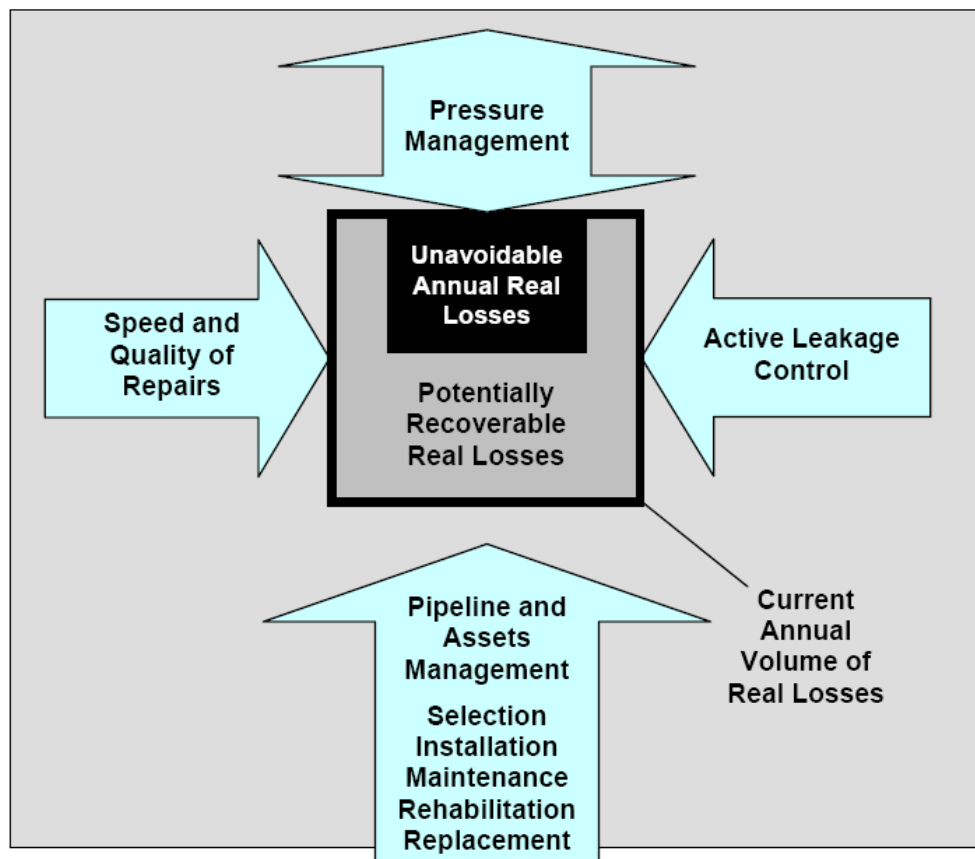


Abbildung 2.11: Die vier Komponenten einer erfolgreichen Verlust-Management-Strategie (Liemberger R., 2005)

So repräsentiert das große Viereck das gegenwärtige jährliche Verlustvolumen der realen Verluste (TIRL), das aufgrund der fortschreitenden Alterung des Versorgungsnetzes steigende Tendenz zeigt. Dieser Anstieg kann jedoch begrenzt werden, indem man die vier Komponenten einer erfolgreichen Wasserverlust-Managementstrategie entsprechend kombiniert. Die schwarze Box stellt die unvermeidlichen jährlichen realen Wasserverluste (UARL) dar – das niedrigste technisch erreichbare Volumen unter dem gegebenen Betriebsdruck.

Das Verhältnis von TIRL (das große Viereck) zu UARL (die schwarze Box), also der ILI, ist ein Maß dafür, wie gut die drei Infrastruktur-Managementfunktionen - Instandsetzung, Rohr und Bestandsmanagement und aktive Leckbekämpfung – durchgeführt werden.

Auch wenn ein gut geführtes System einen ILI von 1,0 (d.h. TIRL = UARL) erreichen kann, so muss dieser Wert nicht notwendigerweise das Ziel darstellen. Der ILI ist ein rein technischer Leistungsindikator und berücksichtigt keine wirtschaftlichen Überlegungen (Liemberger R., 2005).

In den TIRL (reale Verluste je Hausanschluss) fließen die Anzahl der Hausanschlüsse, der durchschnittliche tägliche reale Wasserverlust sowie die Zeit, in der das System unter Druck steht, ein. Zur Bestimmung der realen Wasserverluste hat man sich streng nach dem „Standard Water Balance model“ (Tabelle 2.6) zu halten welches von der International Water Association (IWA) verwendet wird. Die Wasserbilanz der IWA entspricht jener der DVGW mit dem einzigen Unterschied, dass die IWA auf eine separate Auflistung der Komponente „Schleichverluste“ als Teil der Zählerabweichungen verzichtet.

Tabelle 2.6: IWA Water Balance (Liemberger R., 2005)

System Input Volume	Authorised Consumption	Billed Authorized Consumption	Billed Metered Consumption	Revenue Water
			Billed Unmetered Consumption	
		Unbilled Authorized Consumption	Unbilled Metered Consumption	Non-Revenue Water
			Unbilled Unmetered Consumption	
	Water Losses	Apparent Losses	Unauthorized Consumption	
			Metering Inaccuracies and Data Handling Errors	
		Real Losses	Leakage on Transmission and/or Distribution Mains	
			Leakage and Overflows at Utility's Storage Tanks	
			Leakage on Service Connections up to Point of Customer Metering	

Grundsätzlich wird zwischen realen und scheinbaren Verlusten unterschieden, welche wiederum, um Klarheit zu schaffen, weiter untergliedert werden. Zur Bestimmung des ILI-Wertes werden jedoch nur die realen Verluste herangezogen, welche infolge von Leckagen an Transport und Verteilungsleitungen, Leckagen und Überläufen der Wasserbehälter und Leckagen an Hausanschlussleitungen bis zum Hauswasserzähler entstehen.

Die Ermittlung des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Verlustes UARL erfolgt mit folgenden Daten:

- Länge der Verteilungsleitungen (VL) in km
- Anzahl der Hausanschlüsse (A)
- Länge der Hausanschlussleitungen (AL) in km
- Durchschnittliche Betriebsdruckhöhe (P) in Meter

Berechnet wird der UARL (Liter/Tag) folgendermaßen:

$$\text{UARL (Liter/Tag)} = (18 \times \text{VL} + 0,8 \times \text{A} + 25 \times \text{AL}) \times P^{N1}$$

Der Exponent N1 variiert zwischen 0,5 und 2,5 je nachdem aus welchen Materialien die verlegten Rohrleitungen bestehen und welche Art von Leckagen (Längs- oder Querrisse, Schalenbrüche, Lochkorrosion etc.) dadurch auftritt.

Wasserversorgungsnetze bestehen aus mehreren verschiedenen Leitungsmaterialien, deren prozentuelle Anteile aufgrund Erweiterung des Versorgungsnetzes und Erneuerung alter Leitungsstränge mit Materialien welche der Zeit der Technik entsprechen, sich ständig ändern. Deshalb nimmt man für Untersuchungen und Vergleiche mehrerer Wasserversorgungsunternehmen im Allgemeinen für N1 den Wert 1,0 an, wodurch der durchschnittliche Betriebsdruck als linearer Faktor in der Berechnung des UARL eingeht. Bei einem Leitungsnetz welches ausschließlich aus Stahl besteht, setzt man den Exponenten gleich 0,5. Eine Druckänderung spielt daher keine so große Rolle wie bei Kunststoffleitungen, bei denen sich der UARL exponentiell mit einem Wert von 1,5 und höher bei Reduzierung bzw. Steigerung des durchschnittlichen Betriebsdruckes verändert.

In Abbildung 2.12 ist das Verhältnis zwischen Druckänderung und Wasseraustrittsvolumen innerhalb einer bestimmten Zeit in Abhängigkeit des Exponenten N_1 dargestellt (Lambert A.O., 2001).

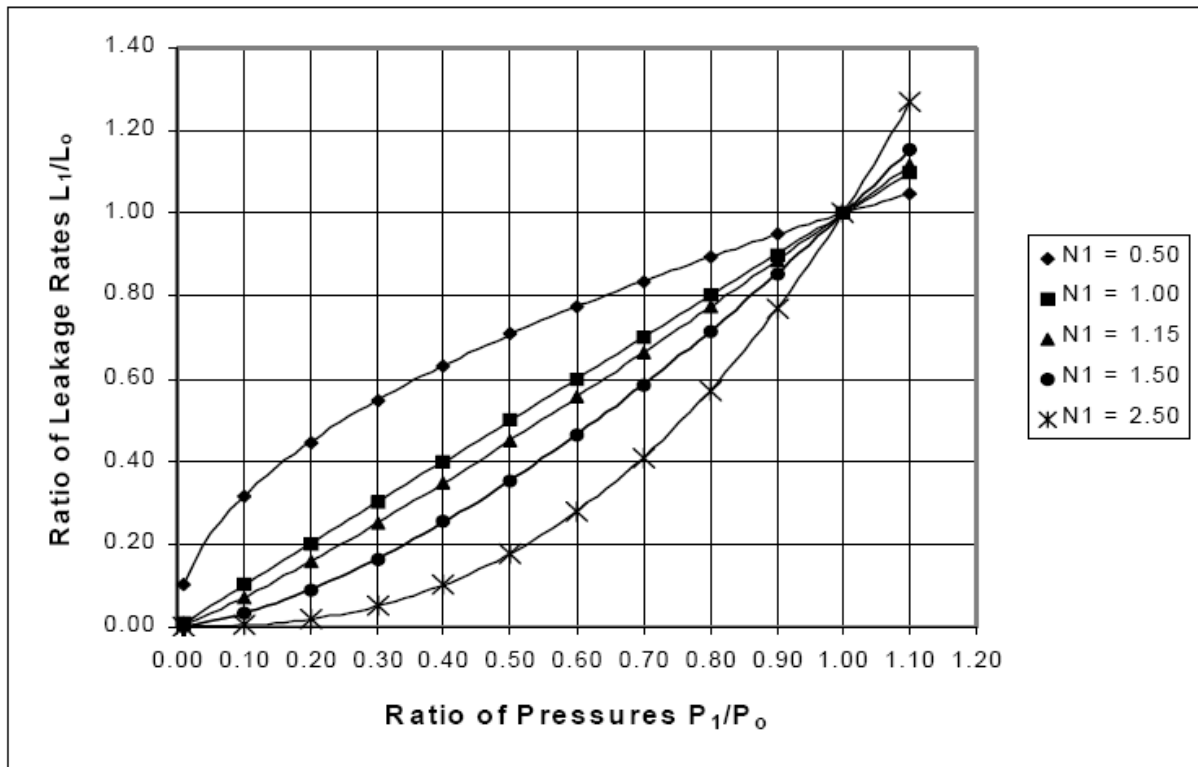


Abbildung 2.12: Beziehung zwischen durchschnittlichem Betriebsdruck und Wasseraustrittsvolumen in Abhängigkeit des Rohrleitungsmaterials (Lambert A.O., 2001)

Die Koeffizienten der oben angeführten Formel ergeben sich nach D. Pearson (2002) aus der Summe folgender Teilkomponenten:

- Hintergrundverluste

Unter Hintergrundverlusten versteht man Einzelereignisse (kleine Undichtheiten die tropfen) wo Wasser in so geringen Wassermengen aber stetig austritt, dass eine aktive Lecksuche sie nicht aufspürt. Sie können nur zufällig entdeckt bzw. aufgespürt werden, wenn mehr Wasser austritt.

- Gemeldete Rohrbrüche

Gemeldete Rohrbrüche sind solche Schäden, welche sich bereits an der Oberfläche bemerkbar machen und normalerweise von der Öffentlichkeit oder von eigenen Angestellten des Versorgungssystems gemeldet werden.

- Ungemeldete Rohrbrüche

Ungemeldete Rohrbrüche sind jene Leckagen, die durch Lecksucher in deren täglicher Arbeit gefunden werden.

Tabelle 2.7 zeigt die Zusammenstellung und die Werte der einzelnen Teilkomponenten für die oben genannte Formel zur Berechnung des UARL.

Tabelle 2.7: Zusammenstellung der Koeffizienten des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Wasserverlustes (Pearson P., 2002)

Bezeichnung	Hintergrund-verlust	gemeldete Rohrbrüche	ungemeldete Rohrbrüche	Summe	Einheit
Hauptleitung	9,60	5,80	2,60	18,00	Liter pro km Hauptleitung pro Tag und Meter Druck
Hausanschluss	0,60	0,04	0,16	0,80	Liter pro Hausanschluss pro Tag und Meter Druck
Hausanschluss-leitung	16,00	1,90	7,10	25,00	Liter pro km Hausanschlussleitung pro Tag und Meter Druck

Die Koeffizienten in der oben angeführten wasserdruckabhängigen Gleichung sind speziell für australische Gegebenheiten entwickelt worden, können aber ohneweiters international verwendet werden wenn folgende Bedingungen von den Wasserversorgungssystemen erfüllt werden:

- die durchschnittliche Betriebsdruckhöhe muss mehr als 20 Meter betragen
- die Anschlussdichte muss größer 20 pro km Versorgungsleitung sein
- die Anzahl der Hausanschlüsse muss größer 5.000 sein (Gan K., Beaton R., 2004).

Folgendes Beispiel eines Wasserversorgungsunternehmens in Deutschland soll die detaillierte Berechnung des ILI-Wertes zeigen.

Tabelle 2.8: Berechnung des ILI-Wertes am Beispiel einer deutschen Stadt im Jahr 1997, (IWA the blue pages, October 2000)

1. Schritt:	jährlicher Einspeisung in Wasserhaushalte	38.000.000	m³/Jahr
Unterteilung der Einspeisung in folgende Gruppen:			
entgeltliche Abgabe	unentgeltliche Abgabe (UAC)	Wasserverlust in m³/Jahr	
		scheinbar	real
35.050.000	200.000	500.000	2.250.000

2. Schritt:	Berechnung von einfachen finanziellen Leistungsindikatoren aus der Bewertung von ungemessenem Wasser und jährlichen Betriebskosten			
Währung	DM	jährliche Betriebskosten	45.000.000	pro Jahr
unentgeltliche Abgabe aus Schritt 1		Einheit:	Wert der jährlichen Verluste:	jährliche Betriebskosten
		DM/m³	DM /Jahr	%
UAC	200.000	2,70	540.000	1,2%
scheinbarer Verlust	500.000	2,70	1.350.000	3,0%
realer Verlust	2.250.000	0,15	337.500	0,8%
Summe unverrechnet	2.950.000		2.227.000	5,0%

Schritt 3:	berechneter durchschnittlicher realer Wasserverlust, wenn das System unter Druck ist, sowie des Technischen Indikators für reale Verluste (TIRL)		
jährliche Menge des realen Wasserverlustes	2.250.000	[m³/Jahr]	
% der Zeit, wenn das System unter Druck ist	100	[% der Zeit pro Jahr]	
durchschnittlich täglicher realer Wasserverlust	6.134	[m³/Tag unter Druck]	
Anzahl der Hausanschlüsse	57.510	[-]	
Technischer Indikator für reale Verluste (TIRL)	107,2	[Liter/Anschluss/Tag]	

Schritt 4:	Berechnung der unvermeidlichen durchschnittlichen realen Verluste (UARL) und des Infrastruktur Verlust Index (ILI)			
durchschnittlicher Betriebsdruck	35	[Meter]		
Anschlussdichte	39,4	per km Leitung		
Länge der Hausanschlüsse	633	km bei Ø	11	m pro Anschluss
Anteile des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Verlustes (UARL)				
1458	km Versorgungsleitung	18	4.914	Liter/Tag/m Druck
57.510	Anschlüsse	0,8	6.892	Liter/Tag/m Druck
633	km Hausanschlussleitung	25	3.231	Liter/Tag/m Druck
Summe der Anteile			15.037	Liter/Tag
UARL bei durchschnittlichem Druck [m]		35	3.082.695	Liter/Tag
<u>UARL umgelegt auf Einheit von TIRL</u>			43,6	<u>Liter/Anschluss/Tag</u>
Technischer Indikator für reale Verluste (TIRL)			167,3	Liter/Anschluss/Tag
<u>Infrastruktur Verlust Index ILI =</u>				
<u>3,8</u> = TIRL/UARL				

Vorgehensweise:

Zu allererst werden die Daten aus der Wasserbilanz erfasst und in das Formular eingetragen.

Im zweiten Schritt werden die nicht in Rechnung gestellten Wasserabgaben den jährlichen Betriebskosten gegenübergestellt. Hier errechnet sich der Wert der jährlichen Verluste, indem man die unentgeltliche Abgabe (UAC) und den scheinbaren Verlust mit dem Wasserpreis multipliziert und die realen Verluste mit der Summe aus Pump-Produktions- sowie den Kosten des Wasserzukaufes multipliziert. Diese Werte werden in % der jährlichen Betriebskosten dargestellt.

Im dritten Schritt wird der durchschnittlich reale Wasserverlust in m³ pro Tag ermittelt unter Berücksichtigung der Zeit, in der das System pro Jahr unter Druck steht. Dieser Wert geteilt durch die Anzahl der Hausanschlüsse und umgerechnet in Liter ergibt den technischen Indikator für reale Verluste (TIRL) in Liter/Anschluss/Tag (welcher in dem zuvor gezeigten Beispiel 107,2 beträgt).

Um im vierten Schritt den unvermeidlichen durchschnittlichen realen Wasserverlust festzustellen, sind eine genaue Kenntnis der vorhandenen verlegten Versorgungs- und Hausanschlussleitungen, die Anzahl der Hausanschlüsse sowie der durchschnittliche Betriebsdruck notwendig. Diese Werte werden mit den schon vorhin erwähnten Parametern nach Person (2002) multipliziert und anschließend mit der Summe des durchschnittlich vorhandenen Versorgungsdrucks vervielfacht.

Durch Division dieses Ergebnisses mit der Anzahl der Hausanschlüsse wird der UARL-Wert ebenfalls in Liter/Anschluss/Tag dargestellt. Schließlich erhält man aus dem Verhältnis TIRL-Wert zu UARL-Wert den Infrastruktur-Verlust-Index.

2.4. Beurteilung der Wasserverluste

Die unterschiedliche Struktur von Trinkwasserrohrnetzen und damit auch die Struktur der Wasserversorgungsunternehmen werden darin ersichtlich, dass die Werte der prozentuellen und längenbezogenen Wasserverluste unterschiedliche Relationen zueinander aufweisen können.

Ein günstiger längenbezogener Wasserverlust kann bei bestimmten Anlageverhältnissen einen hohen prozentuellen Verlust bedeuten. Dies ist dann der Fall, wenn eine große Rohrnetzlänge im Verhältnis zur abgegebenen Menge vorhanden ist. Andererseits können sich bei großen Wasserlieferungen in Verbindung mit geringen Rohrnetzlängen trotz geringer prozentueller Verluste relativ hohe längenbezogene Wasserverluste einstellen. Deshalb ist es ratsam, beide Werte für die Beurteilung eines Rohrnetzes heranzuziehen.

2.4.1. Einflussfaktoren für die Beurteilung von Wasserverlusten

Einfluss der Bodenart

Innerhalb der Bodenarten sind nach ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993), drei Parameter, die sich überlagern können, wesentlich:

- Korrosion - die Bodenaggressivität nimmt im Allgemeinen von nichtbindigen Böden zu bindigen Böden zu.
- Bewegungsvorgänge - bindige Böden neigen bei wechselndem Wassergehalt stärker zu Bodenbewegungen als nicht bindige Böden.
- Mögliche Erkennbarkeit von Leckstellen - die Erkennbarkeit von Schäden durch Wasseraustritt an der Bodenoberfläche ist z.B. in Kies und klüftigem Fels gegenüber den anderen Bodenarten deutlich erschwert.

Einfluss der Anschlussdichte

Die Hausanschlussdichte entspricht der Anzahl von Hausanschlüssen je km Rohrnetzlänge. Nach der DVGW-Schadenstatistik Wasser ist die Schadensrate der Wasseranschlussleitungen umgerechnet auf die Anzahl der Schäden wesentlich höher als die der Versorgungs- und Hauptleitungen. Es wurde dazu die mittlere Länge der Wasseranschlussleitungen mit 10 m angenommen. Mit zunehmender Anschlussdichte (Häufigkeit der Anbohrschellen) steigen somit die Wasserverluste (DVGW – W 392, 2003).

Einfluss des Versorgungsdruckes

Folgende Tabelle zeigt, dass das Auslaufvolumen theoretisch mit zunehmendem Druck unterproportional ansteigt, wenn dabei angenommen wird, dass die Öffnung frei, also nicht zum Teil durch Steine und Erde verlegt ist.

Tabelle 2.9: Prozentsätze der Auslaufmenge bei Wasserdruck von x bar im Verhältnis zu 5 bar Wasserdruck, (Mutschmann & Stimmelmayer, 2002)

bar	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Verhältniszahlen der Auslaufmengen bei anderen Betriebsdrücken [%]	68	77	89	100	110	118	127	134	141

Laut DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003), zeigen Praxisuntersuchungen in Wasserverteilungsnetzen jedoch einen nahezu linearen Anstieg zwischen Druck und Ausflussvolumen, der auf den Gegendruck im umgebenden Erdreich zurückzuführen ist. Nach ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993), ist allerdings zu beachten, dass höherer Wasserdruck möglicherweise die Erkennbarkeit von Schäden erleichtert.

Einfluss des mittleren Rohrdurchmessers

Bezogen auf die gleiche Laufzeit des Gebrechens weisen größere Rohrdurchmesser größere Verlustmengen auf.

Einfluss des Rohrschutzes

Der dauerhafte Schutz des Rohres gegen äußere und innere Einwirkungen wie die Aggressivität des Bodens und des Wassers kann unter bestimmten Umständen von großer Bedeutung sein.

Einflüsse von Aufgrabungen im Bereich der Rohrleitungen

Aufgrabungen im Nahbereich von Rohrleitungen stellen ein gewisses Gefahrenpotential dar, wobei auftretende Schäden im Bauzustand zumeist rasch erkannt werden. Weit gefährlicher sind die Spätfolgen von Aufgrabungen, wie z.B. Nachsetzungen.

Rohrnetzstruktur

Art, Anteil, Alter, Zustand und Korrosionsschutz der verwendeten Werkstoffe für Rohre, Armaturen und sonstige Einbauten sowie deren Verbindungen beeinflussen zusammen mit Faktoren wie Verlegetiefe, Verlegequalität u.ä. die Schadensraten und realen Wasserverluste in Rohrnetzen (DVGW – W 392, 2003).

2.4.2. Richtwerte für Wasserverluste

Die ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993) gibt als obere Grenze des prozentuellen Wasserverlustes 12 % an, wobei dieser Richtwert nur für überschlägige Berechnungen Anwendung finden sollte. Deshalb ist aus folgendem Diagramm, welches die Abhängigkeit von bestimmten Bodenarten und die spezifische Wasserabgabe beinhaltet, der jeweilige Richtwert für den längenbezogenen Wasserverlust zu entnehmen.

Die spezifische Wasserabgabe q_A ist eine Kennzahl für die Infrastruktur des Versorgungsgebietes und wird wie folgt errechnet:

$$q_A = \frac{\text{An den Verbraucher abgegebene Jahresmenge}}{8760 \times (L_1 + L_2)} \quad \text{in} \quad \frac{\text{m}^3}{\text{h} \times \text{km}}$$

Eine hohe spezifische Wasserabgabe bedeutet im Allgemeinen größere Rohrdurchmesser, höhere Anschlussdichte, infolge höherer Geschöszahlen im Versorgungsgebiet einen höheren Versorgungsdruck sowie größere Armaturendichte und rechtfertigt somit die Festlegung von höheren Richtwerten für den längenbezogenen Wasserverlust.

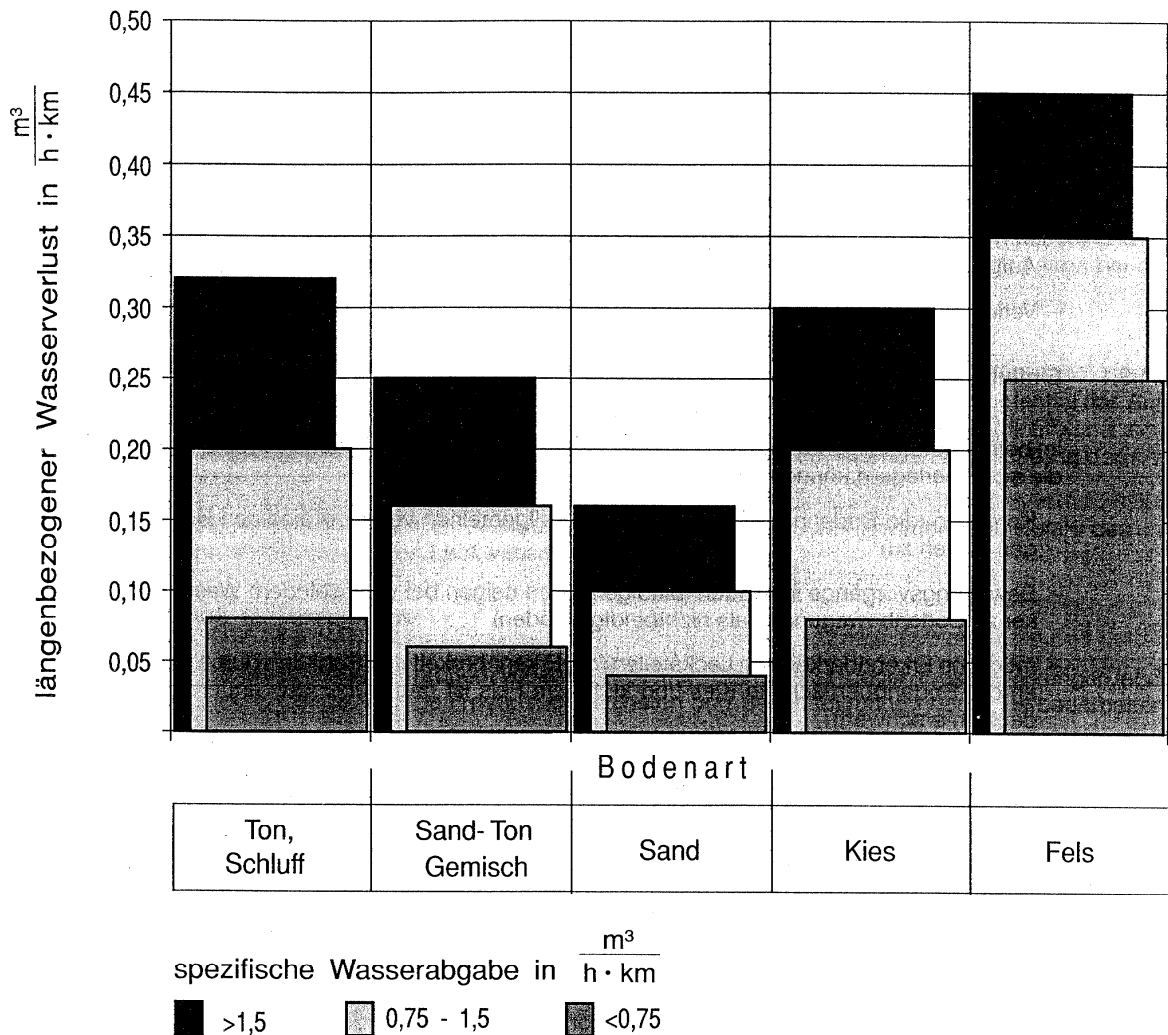


Abbildung 2.13: Richtwerte für den längenbezogenen Wasserverlust (ÖVGW – Richtlinie W 63, 1993)

Der für ein Wasserversorgungsunternehmen ermittelte längenbezogene Wasserverlust sollte innerhalb des jeweilig zutreffenden Balkenbereiches sein. Das Erreichen der Richtwerte ist keine hinreichende Begründung, die Maßnahmen zur Wasserverlustbekämpfung einzustellen. Es sollte auch gehandelt werden, wenn die Verlustwerte innerhalb der gekennzeichneten Bereiche steigende Tendenz aufweisen.

Im DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003) sind als Orientierungsrahmen in Tabelle 4 Richtwerte für spezifische reale Wasserverluste in Rohrnetzen unterschiedlicher Versorgungsstruktur angegeben, wobei der spezifische reale Wasserverlust folgendermaßen definiert ist:

$$q_{VR} = \frac{Q_{VR}}{8760 \times L_N} \quad \text{in} \quad \frac{m^3}{h \times km}$$

Q_{VR} = realer Wasserverlust in m³/a

L_N = Länge Rohrnetz in km, ohne Anschlussleitungen

Grundsätzlich ist die Versorgungsstruktur - großstädtisch, städtisch, ländlich - Grundlage für die Einordnung in die Wasserverlustbereiche. Erfahrungsgemäß betragen die spezifischen Rohrnetzeinspeisungen für die in der Tabelle aufgeführten Versorgungsstrukturen:

- Bereich 1 großstädtisch > 15.000 m³/(km × a)
- Bereich 2 städtisch 5.000 bis 15.000 m³/km × a)
- Bereich 3 ländlich < 5.000 m³/(km × a)

Insgesamt bewegen sich die spezifischen Rohrnetzeinspeisungen in einer Bandbreite von 2.000 bis 40.000 m³/(km × a).

Den 3 Bereichen der Versorgungsstruktur werden je 3 Wasserverlustbereiche (geringe-, mittlere-, hohe Wasserverluste) gegenübergestellt. Zur Beurteilung des Rohrnetzes ist für jede dieser neun Kombinationen ein Richtwert des spezifischen realen Wasserverlustes angegeben.

Tabelle 2.10: Richtwerte für reale Wasserverluste in Rohrnetzen in m³/(km×h) nach DVGW-Arbeitsblatt W 392 (2003)

Wasserverlustbereich	Versorgungsstruktur		
	Bereich 1 (großstädtisch)	Bereich 2 (städtisch)	Bereich 3 (ländlich)
geringe Wasserverluste	0.10	0.07	0.05
mittlere Wasserverluste	0,10 - 0.20	0.07 - 0.15	0.05 - 0.10
hohe Wasserverluste	0.20	0.15	0.10

3. Verfahren und Maßnahmen zur Überwachung und Reduzierung von realen Wasserverlusten

Laut DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003), versteht man darunter Verfahren und Maßnahmen zur Überwachung des Betriebszustandes eines Rohrnetzes oder eines Rohrnetzbezirks (Überwachungsbezirks), z.B. Erfassung von Drücken, Mengen, Wasserverlusten, sowie Erstellung der Mengenbilanz als Bestandteile der Rohrnetzinspektion.

Zur Überwachung, Reduzierung und Niedrighaltung von Wasserverlusten wird eine Einführung einer Strategie empfohlen, die sich heute mit technischen und wirtschaftlichen Mitteln realisieren lässt und folgende Aktivitäten beinhalten sollte:

- Ermittlung der Wasserverluste und der Schadensraten
- Technische und wirtschaftliche Beurteilung der Entwicklung von spezifischen Wasserverlusten und Schadensraten
- Verkürzung der Reaktions- und Reparaturzeiten
- Leckortung
- Schadensbehebung
- Dokumentation
- Rohrnetzrehabilitation

Zur Ermittlung der Wasserverlustrate und Ortung von Leckstellen in Trinkwasserversorgungssystemen werden folgende Verfahren eingesetzt:

- Eingrenzungsverfahren
- Punktgenaue Lokalisierung

Unter den Eingrenzungsverfahren versteht man Möglichkeiten der Erhebung der Wasserverluste. Dabei wird mittels folgender Vorgehensweisen festgestellt, ob bzw. in welchem Ausmaß und in welchen Teilgebieten des Wasserversorgungsnetzes undichte Stellen vorhanden sind.

- Ermittlung durch Wassermengenbilanz
- Rohrnetzüberwachung mittels Zuflussmessung
- Rohrnetzüberwachung mittels Geräuschpegelmessgeräten mit Funkloggern

Es ist dadurch aber nicht möglich die Leckstelle für die Aufgrabung und Sanierungsmaßnahme zu bestimmen.

Aus diesem Grund wird im Anschluss an das Eingrenzungsverfahren die Leckstelle punktgenau mittels verschiedener Verfahren, die je nach Situation miteinander kombiniert werden, lokalisiert. Ohne eine vorherige Einschränkung der Schadenstellen auf die jeweiligen Teilbereiche bzw. Rohrabschnitte des Trinkwassernetzes bleibt es in einem größeren Versorgungsgebiet eher dem Zufall überlassen, ob man Leckstellen findet.

3.1. Eingrenzungsverfahren von Wasserverlusten

Zu Beginn einer sinnvollen Wasserverlustbekämpfung steht für das Versorgungsunternehmen die quantitative Ermittlung der Wasserverluste. Hier werden die Ableitung aus einer Wassermengenbilanz, in der Regel der Jahresmengenbilanz, sowie die Ermittlung aus den stündlichen Nachtverbrauchsmessungen als kontinuierliche Zuflussmessung (Nachtmindestverbrauchsmessung, Nachtzuflussmessung), oder auch aus der Messung des Nullverbrauchs (Momentan oder Kurzzeitmessung) angewendet. In Richtung auf die Erfassung der tatsächlichen Wasserverluste stellt die genannte Reihenfolge auch eine Rangfolge der erreichbaren Genauigkeit hinsichtlich der Beurteilung der echten Rohrnetzverluste dar.

3.1.1. Bilanzierung

Bei der Bilanzierung wird die ins Netz eingespeiste Wassermenge mit dem Verbrauch, der Summe aller abgelesenen Zählerstände, verglichen, und daraus die Differenz, die den Wasserverlust ergibt, gebildet. Da die Zählerstände gewöhnlich nur einmal im Jahr erfasst werden, können Versorgungsunternehmen, mit dieser Art der Verlustermittlung, nur in jährlichen Abständen einen Wert des Wasserverlustes berechnen. Wasserverluste lassen sich aus der Jahreswassermengenbilanz nur nachträglich ableiten (Weimer D., 1999). Somit besteht keine Möglichkeit aktuelle Wasserverluste zu beziffern.

Durch Vergleich der Verlustzahlen aufeinander folgender Jahre, ist die zeitliche Entwicklung der Wasserverlustsituation erkennbar. Es können mit dem Vergleich der Verlustzahlen aus verschiedenen Versorgungszonen Verlustschwerpunkte im Netz erkannt werden und damit nachfolgende Maßnahmen zur genaueren Lokalisation der Leckstellen zunächst auf die verlustreichsten Gebiete konzentriert werden (Niemeyer R.G. et al., 1994).

3.1.2. Rohrnetzüberwachung mittels Zuflussmessungen

Jene Wassermenge, die infolge einer Leckstelle gleichmäßig dem Versorgungsnetz entweicht, erhöht den Gesamtzufluss. Wenn dieser Zufluss überwacht wird, ist, je nach Größe des Netzes, eine Aussage möglich, ob Leckstellen neu hinzugekommen sind. Falls eine erhöhte Zuflussmeldung über ein solches Überwachungssystem eingeht, ist es erst dann ratsam, weitergehende Maßnahmen zum Eingrenzen und Orten der möglichen Leckstellen zu veranlassen. Das erste Glied der Überwachungskette bildet daher die kontinuierliche Messung des Wasserzonenzuflusses.

Bedingt durch die Topographie, werden Versorgungsgebiete in einzelne Druckzonen aufgeteilt, damit jedem Kunden das Wasser mit optimalem Druck geliefert wird. Die Zonen werden aus einem oder mehreren Hochbehältern versorgt, deren Ausgangsleitungen alle mit Durchflussmessern, - meist induktive Durchflussmesser -, ausgestattet sind. Sämtliche Stundenmesswerte dieser Messstellen werden über das eigene Fernwirknetz an die Leitwarte übertragen und dort registriert.

Falls keine Fernwirkkabel vorhanden sind, lassen sich die Messwerte mit Hilfe eines Datenspeichers aufzeichnen und bei Bedarf über das Telefonnetz übertragen, bzw. über einen Transistorspeicher abrufen. Auf diese Art gelingt es, den Wasserverlust kontinuierlich zu überwachen (Hoch W., 1999).

Auswertung von Zuflussganglinien:

Vergleicht man Zuflussganglinien verschieden großer Messzonen, so kann man folgendes feststellen. Obwohl sich die Ganglinien zum Teil voneinander sehr unterscheiden, haben sie eines jedoch gemeinsam. In der Zeit zwischen 1.00 und 4.00 Uhr sinkt der Zonenzufluss auf einen Minimalwert, d.h. in diesen Stunden finden die wenigsten Verbrauchsvorgänge statt. Diese Zeit eignet sich damit hervorragend um den Verbrauch und somit den Wasserverlust zu überwachen.

Ansonsten können nach W. Hoch (1999) die Ganglinien anhand der Kennwerte Minimalwert zu Mittelwert bzw. Maximalwert zu Mittelwert unterschieden werden. Je mehr Menschen aus einer Zone versorgt werden, umso geringer wird die Differenz zwischen Minimal- und Maximalwert, das bedeutet, dass sich der Zonenverbrauch dadurch umso mehr vergleichmäßigt. Für die Überwachung großer Zonen mit vielen Einwohnern ergibt sich dadurch ein Problem. Selbst in der Nacht finden immer noch so viele Verbrauchsvorgänge statt, dass der nächtliche Minimalwert starken Schwankungen unterworfen ist.

Folgende Abbildung zeigt den Nachtzufluss in m^3/h zwischen 3.00 und 4.00 Uhr im Jänner 1998 der Zone Kanonenweg der Wasserversorgung Stuttgart. Die Netzlänge beträgt 242 km und es sind 95.500 Einwohner gemeldet. Es handelt sich somit um die größte Zone des Versorgungsnetzes. Der stündliche Nachtverbrauch schwankt in weiten Grenzen, jedoch erkennt man, dass die Nachtzuflüsse im Verlauf des dargestellten Wintermonates langsam aber eindeutig ansteigen. Die Trendlinie steigt täglich um etwas mehr als $1 \text{ m}^3/\text{h}$ an, was auf ein laufendes Hinzukommen kleinerer Leckstellen infolge der kalten Witterung weist. Die Zunahme betrug im Jänner 1998 rund $40 \text{ m}^3/\text{h}$. Hochgerechnet ergibt das einen Wasserverlust von etwa 14.000 m^3 bzw. eine spezifische Zunahme der Leitungsverluste von $0,16 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{km})$ in diesem Monat.

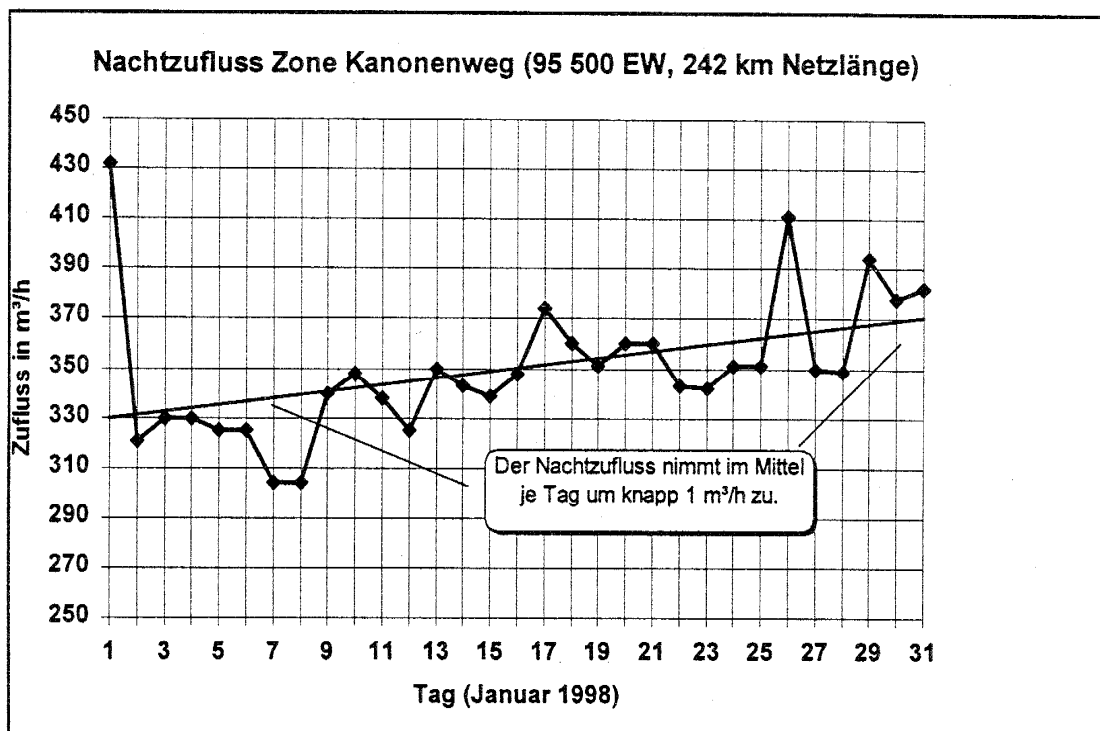


Abbildung 3.1: Nachtzufluss der Zone Kanonenweg (Hoch W., 1999)

Dieses Beispiel zeigt, welche wichtige Aussagekraft in derartigen Messungen zur Zonenüberwachung steckt. Schäden in einer Zone dieser Größenordnung werden jedoch erst nach Verstreichen einer gewissen Zeit durch Veränderung der Trendlinie bemerkt, und der Aufwand, um Leckstellen einzugrenzen und zu orten, wäre übermäßig hoch.

3.1.2.1. Nachtmindestverbrauchsmessung

Für den praktischen Betrieb ist es notwendig, die Zonenüberwachung auf kleine Netzeinheiten aufzubauen, wofür an hydraulisch günstigen Stellen Messschächte gebaut werden, um die Zonenüberwachung auf überschaubare Netzeinheiten beschränken zu können. Diese Rohrnetzbezirke werden über eine oder mehrere Einspeiseleitungen versorgt, wobei sämtliche Zu- und Abflüsse registriert werden. Diese Messergebnisse werden (täglich) an die Zentrale gemeldet, wo dann die gemessenen Volumenströme für jede Zone bzw. Teilzone bilanziert werden (Hoch W. 1999).

An die Messgeräte der ständigen Zuflussmessung werden folgende Anforderungen gestellt. Die Zuflussmessgeräte sollen einerseits den Nachtmindestverbrauch möglichst genau erfassen, und auf der anderen Seite muss der Maximaldurchfluss, ohne dass das Messgerät sich als Drosselstelle im Verteilnetz auswirkt, bzw. ohne unzulässigen Druckabfall durch das Versorgungsnetz geleitet werden (Weimer D., 1999).

Laut DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003) sollte die Größe eines Rohrnetzbezirkes, in Abhängigkeit von den versorgten Einwohnern und der Netzstruktur zwischen 4 und höchstens 30 km Rohrnetzlänge betragen. Durch Vergleichen der Soll- und Ist-Zuflusswerte wird man auf mögliche Undichtheiten des Netzes aufmerksam gemacht. Die Abschätzung der Wasserverlustmenge bei vorliegenden Messwerten erfordert Erfahrung und Kenntnis der Verbrauchsgewohnheiten im Rohrnetzbezirk.

Die ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993) bietet folgende Hilfestellung an. Wie schon erwähnt, setzt sich der Zufluss aus dem ständig ändernden momentanen Verbrauch und dem konstanten Verlustanteil zusammen. Die Differenz zwischen dem gemessenen nächtlichen Zufluss und dem Zuflussrichtwert für den einwohnerabhängigen Verbrauch der mit $0,5 \text{ bis } 1,0 \text{ l/(E} \times \text{h)}$ definiert ist, kann als Leckwassermenge vermutet werden.

Im DVGW – Arbeitsblatt W 392 wird der Richtwert mit 7 bis 14 l/min je 1.000 versorgter Einwohner festgesetzt, (das entspricht $0,42 \text{ bis } 0,84 \text{ l/(E} \times \text{h)}$), wobei ein Rohrnetzbezirk mit 2.000 bis 40.000 Einwohnern ohne industriellen Nachtverbrauch eingegrenzt ist.

Durch Ermittlung des tatsächlichen Nachtverbrauches nach einer Untersuchung auf mögliche Leckstellen mit anschließender Sanierung, erhält man den exaktesten Vergleichswert des Verbrauches der Einwohner eines Rohrnetzbezirkes.

Die Mindestverbrauchsmessung ist nicht nur als stationäre Zuflussmessung möglich, sondern für kleinere Gebiete auch mit mobilen Messeinrichtungen durchführbar. Diese Art der Zuflussmessung wird in unregelmäßigen zeitlichen Abständen angewendet.

3.1.2.2. Nullverbrauchsmessung

Die Nullverbrauchsmessung kommt bei einer systematischen Lecksuche oder zur Überprüfung nach einer durchgeführten Instandsetzung zur Anwendung. Es handelt sich dabei um eine Kurzzeitmessung.

Der Zufluss wird zu den Zeiten bestimmt, von denen angenommen wird, dass kein Verbrauch stattfindet. Diese Methode wird mit mobilen Messeinrichtungen durchgeführt. Die Größe der Kontrollbezirke sollte so bemessen sein, dass sich in der Zeit des geringsten Verbrauchs mehrfach ein kurzer Nullverbrauch einstellt, d.h. die Messbezirke sind kleiner als bei der Nachtmindestverbrauchsmessung zu wählen und in erster Linie von der Bebauungsdichte abhängig. Deshalb wird man die Kontrollbezirke im städtischen Bereich kleiner wählen als in ländlichen Gebieten, wobei die Abnahmegewohnheiten in diesen Strukturen ebenfalls eine Rolle spielen.

W. Hoch (1999) beschränkt den Rohrnetzuntersuchungsbezirk mit 3.000 bis 4.000 Einwohner. Nach dem DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003) ist der Untersuchungsbereich mit 1 bis 10 km einzugrenzen.

Grundsätzlich gilt: Je kleiner die Anzahl der in dem Messbezirk lebenden Einwohner ist, umso schneller kann mit einem, wenn oft auch nur kurzzeitigen, Nullverbrauch gerechnet werden.

Prinzip der Durchführung nach W. Hoch (1999):

Um eine vermutete Leckstelle eingrenzen zu können, wird wie in folgender Abbildung dargestellt, die Teilzone durch Schließen von Schiebern derart abgegrenzt, dass der Zustrom nur noch über eine Hydranteneinspeisung mit dazwischen geschalteter Messeinrichtung erfolgen kann.

Für die Einspeisung sollte möglichst ein Standort gewählt werden, von dem sich unter Umständen zwei oder drei Bezirke einspeisen lassen.

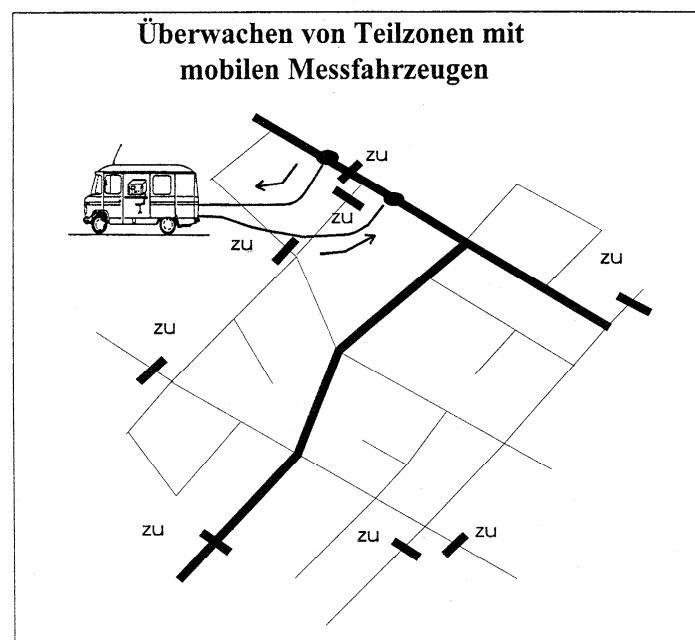


Abbildung 3.2: Prinzip der Überwachung von Teilzonen mit mobilen Messeinrichtungen (Hoch W., 1999)

Die abgesperrte Strecke wird somit über einen Bypass versorgt, wobei das Wasser aus einem vorgelagerten Zonenteil über einen Hydranten mit einem Schlauch entnommen, durch das Messfahrzeug geschleust und mit einer weiteren Schlauchleitung über einen Hydranten in den zu messenden Zonenteil eingespeist wird.

Anhand des gemessenen Verlaufs von Durchfluss und Netzdruck erhält man eine gesicherte Aussage über den Wasserverlust im abgegrenzten Netzsektor.

Im Einspeisungsdiagramm ist jene Grenze zwischen Verlust als Basismenge und dem darüber gelagerten Verbrauch durch die Nullpausen erkennbar. In der Praxis wird die Ganglinie des Zuflusses in die Messzone den Wert Null sehr selten, überwiegend jedoch gar nicht erreichen, da Tropfundichtheiten bei Verbindungen und Armaturen, sowie Schleichverluste bei Wasserzählern nicht verhindert werden können. Die ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993) berücksichtigt dies mit einen Richtwert von 1,6 bis 5,0 l/(min×km).

Folgendes Beispiel zeigt den Ablauf einer Leckstelleneingrenzung.

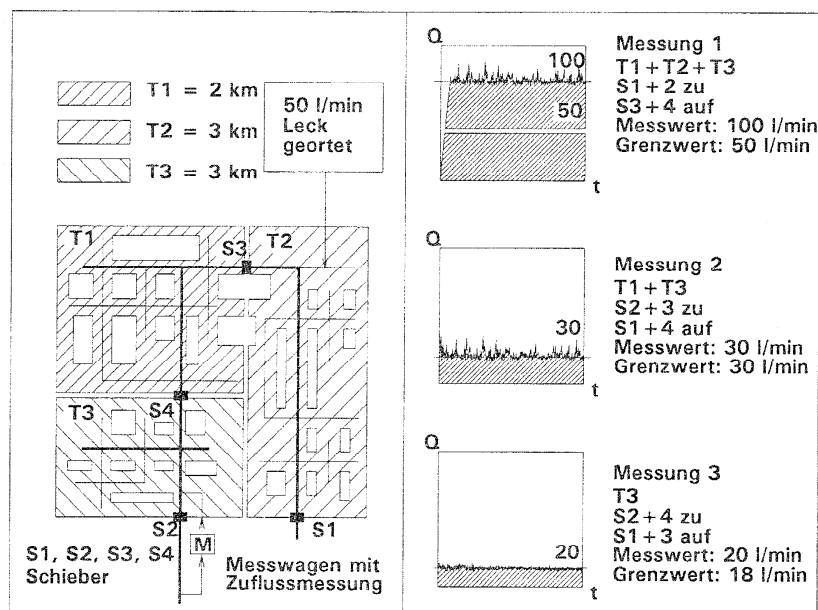


Abbildung 3.3: Schematischer Ablauf einer Nullverbrauchs-messung (Niemeyer R.G. et al., 1994)

Die Größe des zu untersuchenden Rohrnetzabschnittes beträgt 8 km Rohrleitungslänge und als Grenzwert wurde 6,0 l/(min×km) angenommen. Durch Schließen der Schieber S1 und S2 bei gleichzeitig geöffneter Schieberstellung S3 und S4 ergibt sich als „unterer Umkehrpunkt“ ein gemessener Zuflusswert von 100 l/min. Dieser Wert ist während der Messung mehrmals in der Ganglinie aufgetreten und wurde in keinem Moment unterschritten. Verbindet man die Punkte miteinander, so ergibt sich eine waagrechte Gerade, deren Abstand zur unteren Messmarke den tatsächlichen Verlust der schadhaften Strecke angibt. In diesem Fall beträgt die Verlustmenge gerundet 50 l/min. Durch die Verkleinerung der zu untersuchenden Rohrleitung auf den Kontrollbereich der Teillängen T1 und T3 wird festgestellt, ob die Teillänge T2 schadensfrei ist, oder ob sich auf ihr die Leckstelle befindet. Bei geschlossener Schieberstellung S2 und S3 wiederholt man die Zuflussmessung und da der Messwert mit dem Grenzwert übereinstimmt, befindet sich das Leck im Teilbereich T2, welches durch anschließende punktgenaue Ortungsmethoden aufgespürt wird.

Um korrekte Zuflussmesswerte zu erlangen, ist nach R.G. Niemeyer (1994) auf absolut dicht schließende Schieber für die Zonenbildung zu achten, und falls im Versorgungsgebiet private Wasserspeicher vorhanden sind (z.B. bei Spitälern etc.), müssen diese während der Messzeit komplett gefüllt sein.

3.1.2.3. Kurzzeitmessungen mit mobilen Messgeräten nach dem Streubreitenverfahren

Das Streubreitenverfahren wurde von W. Hoch im Wasserversorgungsnetz der Stadt Stuttgart, Deutschland, entwickelt. Es handelt sich prinzipiell um eine Kurzzeitmessung mit einer mobilen Messeinrichtung, wobei der konstante Leckverlust nicht wie beim Nullverbrauchverfahren direkt gemessen wird, sondern es ermöglicht den kontinuierlichen Verlustanteil gleichzeitig zur Zuflussmessung zu ermitteln, ohne dabei Vergleiche mit Erfahrungswerten vorzunehmen. Diese Methode erlaubt es, die Messzonen im Gegensatz zu den herkömmlichen Kurzzeitmessverfahren größer zu wählen, die Messdauer zu reduzieren und Messungen auch tagsüber durchzuführen, sodass die teureren Nachtstunden nicht notwendig sind (Hoch W., 1987).

Prinzip der Auswertemethode nach dem Streubreitenverfahren nach W. Hoch (1989)

Es wird neben den mittleren Zuflusswerten, die als Mittelwerte über eine Minute erfasst werden, zur gleichen Zeit die Streubreite für den gleichen Zeitraum ermittelt, wobei sich diese aus der Verdoppelung der zugehörigen Standardabweichung ergibt (in der Statistik auch als zentrale 68 % Masse bezeichnet). Der gemittelte Zufluss ist von der Tageszeit, Messgröße und somit der gemeldeten Einwohner abhängig.

Je mehr Verbrauchsvorgänge die gemessenen Wassermengen in einem Messbezirk ansteigen lassen, umso mehr schwanken die Messwerte um den zugehörigen Mittelwert. Statistisch betrachtet bedeutet dies, dass, je höher der Mittelwert des Zuflusses infolge von einer Vielzahl von Einzelverbräuchen ist, umso höher auch die Streubreite bzw. die Standardabweichung der Einzelwerte ist.

In folgender Darstellung soll dies graphisch verdeutlicht werden:

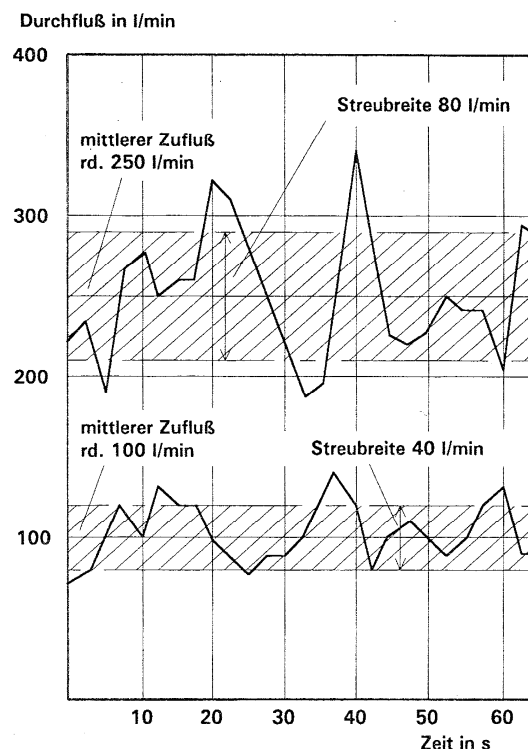


Abbildung 3.4: Ausschnitte von Zuflussganglinien bei hohem und niedrigem Verbrauch (Hoch W., 1989)

Beide Zuflussganglinien wurden für das gleiche Versorgungsgebiet mit etwa 6.000 Einwohnern aufgezeichnet. Die untere Kurve wurde zur verbrauchsarmen Zeit in der Nacht aufgenommen, wobei der Mittelwert des Zuflusses im gezeigten Bereich bei 100 l/min liegt mit einer minimalen Streuung der Messwerte von etwa 40 l/min bzw. einer Standardabweichung von 20 l/min. Die darüber gezeichnete Kurve, aufgezeichnet innerhalb einer verbrauchsreichen Zeitspanne, unterscheidet sich durch den Mittelwert des Zuflusses der 250 l/min beträgt und der Streubreite der Messwerte von 80 l/min. Die technischen Werke in Stuttgart haben, da ein Zusammenhang zwischen der Höhe des Verbrauchs und der Streubreite der Messwerte festgestellt wurde, eine Vielzahl von Messungen durchgeführt, diese untersucht und statistisch wissenschaftlich ausgewertet. Das Ergebnis ist im nächsten Diagramm dargestellt.

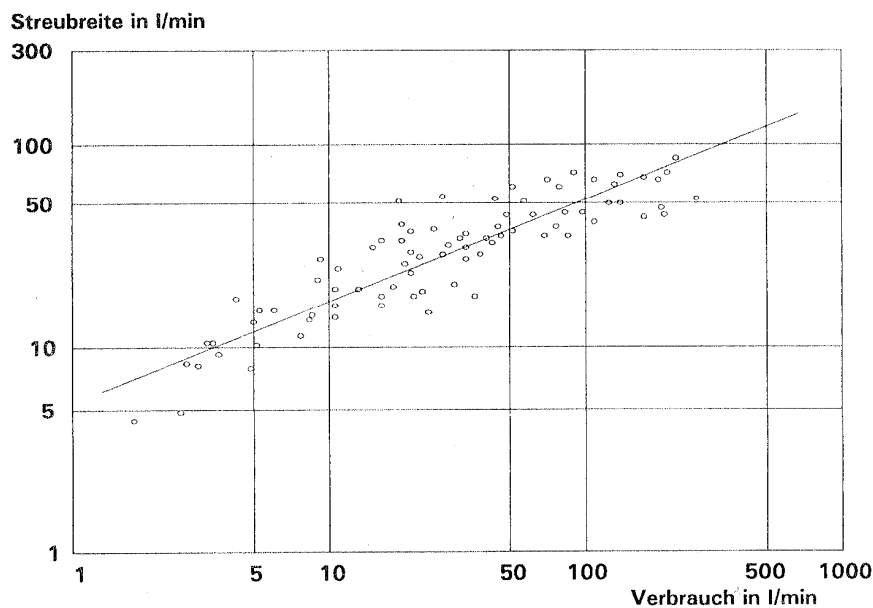


Abbildung 3.5: Zusammenhang zwischen mittleren Wasserverbrauch und Streubreite der Zuflusswerte (Hoch W., 1989)

Dieser Zusammenhang lässt sich nun zur Analyse von Zuflüssen nutzen. Dazu wurde ein Auswertediagramm für Zuflussmessungen zur Bestimmung der Wasserverluste nach dem Streubreitenverfahren entwickelt.

Folgendes Beispiel soll die einfache Handhabung näher bringen:

Durch eine Kurzzeitmessung wird in einer Zone eine mittlere Zuflussmenge von 100 l/min gemessen. Dabei werden z.B. nur 40 l/min als Streubreite festgestellt, wodurch der gemessene Zufluss nicht nur auf den Verbrauch zurückgeführt werden kann, sondern außerdem auch ein Teil des Zuflusswertes durch eine Leckstelle in den Boden verloren geht. Das Diagramm liefert für die gemessenen Eingangsdaten folgendes Ergebnis. Der festgestellte Rohrnetzzufluss von 100 l/min setzt sich aus rund 40 bis 50 l/min Verlust und 50 bis 60 l/min Verbrauch zusammen.

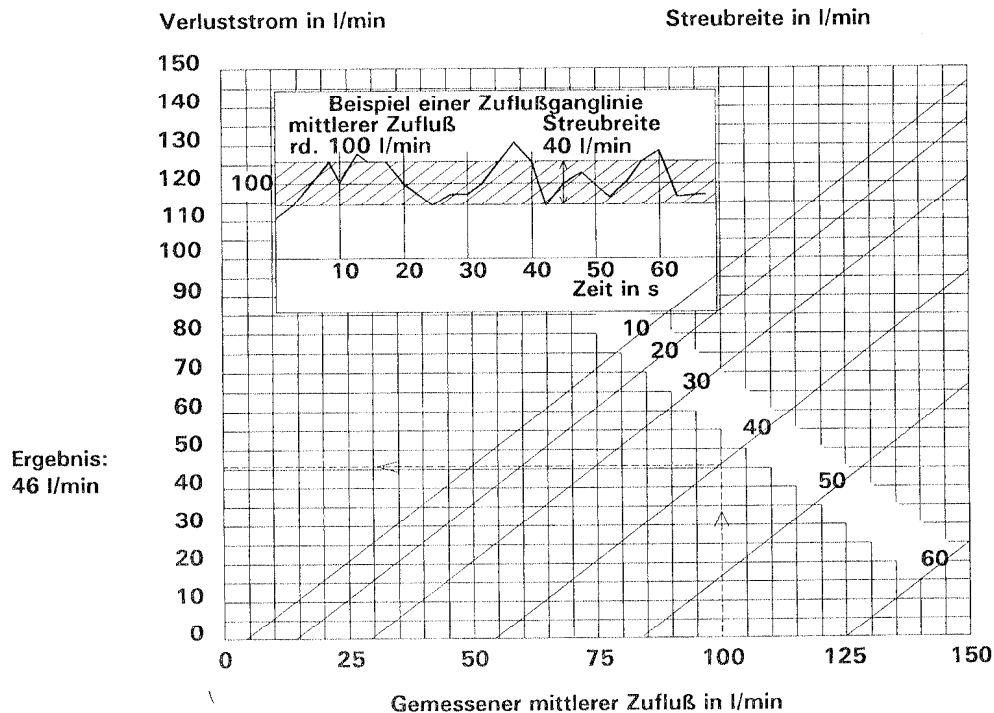


Abbildung 3.6: Beispiel für die Auswertung einer Zuflussganglinie nach dem Streubreitenverfahren (Hoch W., 1989)

Der große Vorteil des Streubreitenverfahrens ist, dass gleichzeitig mit der Messung des Zuflusses in den betrachteten Rohrnetzteil, die Verlustmengen, verursacht durch Leckstellen, bestimmt werden können, ohne dass hierzu verbrauchsarme Zeiten abgewartet werden müssen und mit aufgezeichneten Verfahrenswerten verglichen werden.

3.1.3. Rohrnetzüberwachung mit Hilfe automatischer Geräuschpegelmessung

Eine genauere Eingrenzung von Leckstellen erlaubt die automatische Geräuschpegelmessung. Es besteht die Möglichkeit, Leckagen geringerer Dimension auf einen Umkreis von etwa 300 Meter zu erkennen.

Jede Leckage verursacht ein Ausströmgeräusch, welches sich über die Wasserleitung ausbreitet (siehe 3.2.1.1). Zur permanenten Überwachung des kompletten Trinkwassernetzes werden Geräuschpegelmessgeräte mit Funkloggern an Unterflurhydranten im gesamten Versorgungsgebiet angebracht. Der Abstand der Geräuschlogger zueinander richtet sich nach den Rohrmaterialien und -dimensionen. Nach DI. Karle der Firma FAST GmbH, kann ein Geräuschpegelmessgerät an Stahlleitungen bis 250 mm ein Leckgeräusch in einem Umkreis von etwa 300 m sicher erkennen, wobei es an Kunststoffleitungen hingegen nur bis 80 m eine erfolgreiche Leckfeststellung zulässt. In einem durchschnittlichen gewachsenen Versorgungsnetz kann man als groben Richtwert 3 Stück pro km Rohrnetzlänge annehmen.

Die Geräusch-Datenlogger schalten sich in den verbrauchsarmen Nachtstunden zur programmierten Zeit automatisch ein, messen alle x-Sekunden den Lautstärkepegel auf der Leitung und speichern diese ab.

Eine typische Messung kann etwa 30 bis 60 Minuten dauern und einen Wert pro Sekunde aufzeichnen. Das Gerät schaltet nach einem Messzyklus „automatisch“ einen Tag weiter und führt in der nächsten Nacht zur selben Zeit erneut einen Messzyklus durch. Sind die nachts gemessenen minimalen Geräuschpegel größer als ein vorgegebener Schwellenwert oder steigen die Pegel von Nacht zu Nacht langsam an, liegt für diesen Leitungsabschnitt ein begründeter Leckverdacht vor. Zur Bestimmung der Qualität einer Messung werden die Messwerte bereits im Logger von Minimal nach Maximal sortiert, wobei die Qualität umso besser ist, je häufiger der Minimalpegel gemessen wurde. Es besteht weiters die Möglichkeit zu jedem Messpunkt eine Geräuschprobe aufzunehmen, um bei der Auswertung eine erste Einschätzung vorzunehmen, ob es sich bei dem gemessenen Geräusch tatsächlich um eine Schadstelle im Wasserrohrnetz handelt, oder etwa um einen Gasdruckregler oder elektrische Kabel.

Die Datenübertragung erfolgt z.B. dadurch, wie etwa beim Funklogger der Fa FAST GmbH, deren Batterien für die Dauer von 10 Jahren ausgelegt sind, dass periodisch alle 5 Sekunden die gespeicherten Messdaten an eine mobile Empfangseinheit, welche die übermittelten Daten entsprechend der Seriennummer speichert. Dieser Empfänger befindet sich entweder in einem Messwagen des Wasserversorgungsunternehmens der mit bis zu 60 km/h die Sendestellen abfahren kann, oder in Fahrzeugen, die das gesamte Versorgungsgebiet in kontinuierlichen zeitlichen Abständen wie es z.B. durch die Abfallentsorgung geschieht.

Eine Kommunikations- und Auswertungssoftware mit einem integrierten graphischen Informationssystem ermöglicht die schnelle und einfache Verwaltung und Bearbeitung der Logger. Die Logger werden einzelnen Bezirken zugeordnet und können in der Karte einfach mit „Mausklick“ positioniert werden. Jedem Logger wird dann eine kleine Datenbank mit allen wichtigen Parametern zugeordnet. Die Standortbeschreibung kann über eine Schnittstelle in den Empfänger übertragen werden, und wird dann beim Abfahren der Messbezirke auf dem Empfänger angezeigt.

Es besteht auch die Möglichkeit, wie z.B. beim Geräuschlogger „SePem 02“ der Firma Sewerin mit dem angeschlossenen GSM-Modul die gespeicherten Daten per SMS über das Mobilfunknetz an eine E-Mail-Adresse zu senden. Via Internet wird diese Messdaten-E-Mail an einen PC weitergeleitet, wo sie ausgelesen und ausgewertet werden. Das GSM-Modul ist so programmierbar, dass täglich eine E-Mail mit aktuellen Messdaten gesendet wird. Beim Auftreten bestimmter Messwerte kann zusätzlich eine SMS an ein Handy gesendet werden. Auf diese Weise wird das Rohrnetz komfortabel vom Büro aus überwacht (Prospekt SePem 02 der Fa Sewerin).

3.2. Lokalisierung von Leckstellen

Für eine erfolgreiche Verluststrategie ist letztlich das Auffinden, d.h. Orten der Leckagen von entscheidender Bedeutung. Es stehen heute eine Vielzahl von Verfahren zur Verfügung, um Leckstellen im Rohrnetz punktgenau zu orten, wie:

- elektro- akustische Verfahren
- Geräuschpegelmessmethode
- Korrelationsmethode
- Tracergasmethode

Ebenso kann ein Schaden einer verlegten Wasserrohrleitung durch Abgehen der Rohrtrasse festgestellt werden, indem sichtbare Faktoren, die auf Wasserverluste schließen, richtig erkannt werden. Dazu zählen:

- Zunahme des Wasserablaufes in Gräben in der Nähe von Leitungen
- Austreten so genannter neuer Quellen
- Senkungen im Boden infolge Wegspülen der Erdreichs
- Feuchte sumpfige Stellen, die normalerweise trocken sind
- Stellen der Leitungstrasse, wo bei erstem Schneefall der Schnee sofort schmilzt
- Zunahme des Wasserablaufes in Ortskanälen mit besonders klarem Wasser

3.2.1. Elektro-akustische Leckortungsverfahren

Wie man der Verfahrensbezeichnung „elektro-akustisch“ entnehmen kann, handelt es sich hierbei um eine Methode, bei der unter Zuhilfenahme elektrischer Mikrofone die Leckstelle durch Lokalisieren eines Geräusches – dem so genannten Leckgeräusch – punktgenau ermittelt wird.

Diese systematische Leckagenortung erfolgt in zwei getrennten Arbeitsschritten:

Zuerst wird durch Abhören der Rohrleitung an entsprechenden Kontaktstellen, wie z.B. Hydranten, Armaturengestängen, Hausanschlüssen die Schadensstelle auf einen kurzen Rohrabschnitt eingegrenzt, und im Anschluss daran erfolgt die punktgenaue Lokalisierung mit dem Bodenhörrohr, das an der Geländeoberfläche das Leckgeräusch wahrnimmt. Dabei wird die Intensität des Leckgeräusches als Indikator herangezogen.

3.2.1.1. Leckgeräusch - das wesentliche Kriterium

Immer dann, wenn Wasser unter Druck an einer (scharfen) Kante entlang strömt, entsteht ein hörbares Geräusch. Beim Aufspüren von Leitungsschäden in Trinkwasserversorgungsnetzen mit Hilfe des elektro-akustischen Verfahrens wie auch der Korrelationsmethode (3.2.3.), nützt man diese Tatsache. E. Jäckle (1985) beschreibt die „Physik eines Rohrbruches“ wie folgt:

Das an der Leckstelle ausströmende Wasser erzeugt sowohl einen internen als auch einen externen Körperschall, wobei die Geräusche verschieden große Intensitäten aber auch völlig unterschiedliche Frequenzanteile aufweisen. Die Ausbreitungsrichtung des internen Körperschalls ist auf das Innere des Rohres beschränkt, die Externe hingegen breitet sich durch das Erdreich aus.

Es handelt sich somit im Wesentlichen um zwei unterschiedliche Geräuschanteile:

- **Geräusch A**

Das mit großer Geschwindigkeit an der Leckstelle austretende Wasser erzeugt Turbulenzen, welche sich als Körperschallschwingungen über das Rohrmaterial gleichförmig in beide Richtungen ausbreiten.

- **Geräusch B – das eigentliche Leckgeräusch**

Durch den Aufprall des ausströmenden Wassers gegen das feste Erdreich entsteht das eigentliche Leckgeräusch, dessen Schallwellen sich räumlich (meist kugelförmig) im Erdreich ausbreiten und an der Geländeoberfläche hörbar geortet werden. In der Praxis verwendet man dafür oft den Begriff „Bodenschall“.

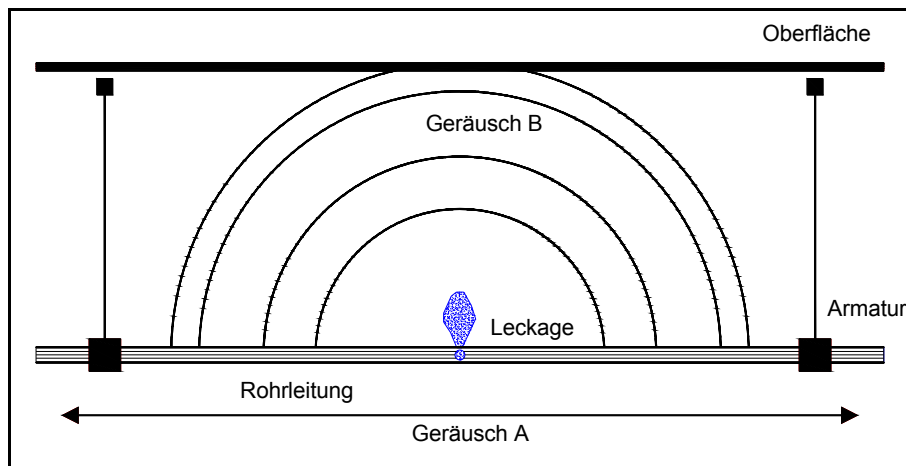


Abbildung 3.7: Schallausbreitung des Leckgeräusches (Firmenschrift Sewerin)

Die Schallausbreitung ist nach O.G. Bolte (1985) von folgenden Kriterien abhängig:

1. Art und Größe der Leckage

Ein kleines Loch oder ein schmaler Spalt (Riss) erzeugen in der Regel ein pfeifendes Geräusch, welches wesentlich leichter wahrnehmbar ist als z.B. ein Rundbruch eines Rohres, der tieffrequente (im Bereich von 200 Hz) „grummelnde“ Geräusche erzeugt. Das Geräusch eines Rohrbruches mit einem Druckabfall als Folge des Schadens, lässt sich mit einem Gewitter in der Ferne vergleichen.

2. Druck in der Leitung

Der Druck im Leitungssystem ist ausschlaggebend für die Ausströmgeschwindigkeit des Wassers. Da die Turbulenzen an der Leckstelle mit Zunahme der Ausströmgeschwindigkeit ansteigen, ist auch die „Hörbarkeit“ des Leckgeräusches bei hohem Druck besser als bei geringerem.

3. Rohrmaterial und Durchmesser der Leitung

Der Transport der Schallenergie in einem wassergefüllten Rohr erfolgt in der Flüssigkeitssäule. Durch die Elastizität der Rohrwand wird die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Schalls drastisch reduziert und es geht Schallenergie an die Umgebung verloren. Daher entscheidet das Material sowie die geometrische Abmessung des Rohres wesentlich die erzielbare Reichweite der Leckortung (Hick H., 1986).

Grundsätzlich lassen sich Rohre kleineren Durchmessers aufgrund der geringeren Masse leichter erregen als Rohre großer Dimensionen, welche sich bei der Übermittlung des Leckgeräusches schwingungsträger verhalten.

In metallischen, und damit gut schallleitenden Rohrleitungen (Material A) kleiner Durchmesser wird das Leckgeräusch über große Entfernungen über die Kontaktstellen hinaus noch zu hören sein, während in vielen Fällen das Leck an großen Leitungen, oder an Faserzementrohren (Material B) in denen die Körperschallwellen nicht so gut weitergeleitet werden, nur noch an der nächstgelegenen Armatur wahrnehmbar ist.

Allerdings kann es bei ungünstigsten Verhältnissen (z.B. Kunststoffleitungen (Material C) großer Dimensionen) vorkommen, dass das Leckgeräusch gar nicht bis zu den Armaturen vordringt und daher kein Geräusch zu hören ist.

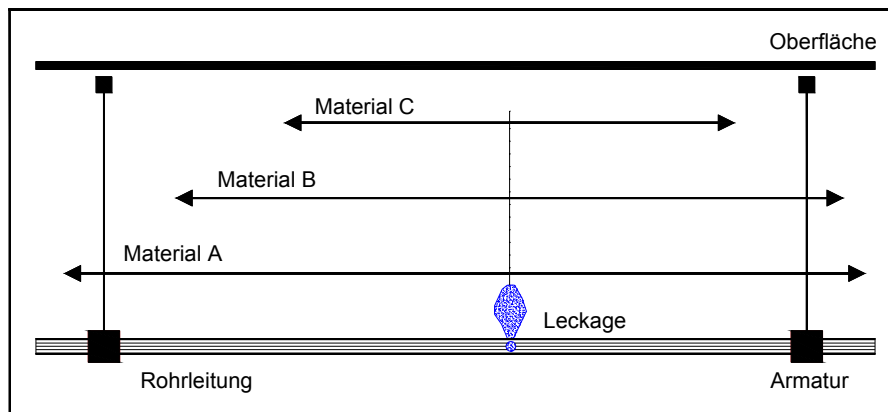


Abbildung 3.8: Schallausbreitung in unterschiedlichen Rohrleitungen (Firmenschrift Sewerin)

Fazit: Bei der Überprüfung der Armaturen zur Leckstellenerkennung ist die Leckgeräuschfreiheit nicht unbedingt Indiz für eine schadensfreie Leitung.

4. Tiefe der Rohrleitung

Die Verlegetiefe der Leitung spielt zwangsläufig eine Rolle bei der Ortung des Leckgeräusches mit dem Bodenmikrofon und beeinflusst diese Art der punktgenauen Lokalisation in einem nicht unerheblichen Maße.

Transport-, Versorgungs- und Anschlussleitungen sind entsprechend der ÖNORM B 2533 (2004) so anzuordnen, dass sie gegen Temperatureinflüsse geschützt sind und durch Stöße oder Setzungen nicht Schaden erleiden können. Sie sind mindestens 1,50 m hoch zu überdecken. Geringere Überdeckungen sind nur dann zulässig, wenn die Gefahr des Einfrierens oder der mechanischen Beschädigung nicht besteht. Generell gilt: Je tiefer die Trinkwasserleitung verlegt ist, desto schlechter ist das Leckgeräusch an der Oberfläche hörbar.

5. Bodenart

Der Bodenschall erfährt eine sehr unterschiedliche Dämpfung im Erdreich, abhängig von der Schallleitung in verschiedenen Bodenarten. Dabei spielt die Dichte des Verfüllmaterials als auch dessen Filtereigenschaft für bestimmte Frequenzen eine wesentliche Rolle. Laut E. Jäckle (1985), werden Frequenzen, deren Wellenlänge kleiner als die Verlegetiefe des Rohres ist, so stark gedämpft, dass vorzugsweise nur die niederen Frequenzen an die Oberfläche gelangen. Steiniger Boden mit guter Schallleitung steht moorigen, weichen und somit schalldämpfenden Böden gegenüber. Nach D. Weimer (1999) zeigen sich Einschränkungen beim Abhören bei lockeren, trockenen Böden infolge schlechter Schallübertragung; die Geräuschintensität ist geringer.

6. Oberfläche

Eine glatte Asphaltdecke oder ein im Material gleicher Plattenbelag geben bessere Mikrofonanpassungen als bewachsene Böden.

Hier hilft oft ein Bodenmikrofon mit Dornansatz, um eine gleichmäßige Geräuschübertragung zu erlangen.

Eine homogene Oberfläche ergibt eine gleichartige Geräuschqualität bei der Ortung des Bodenschalls. Unterschiedliche Bodenmaterialien sowie Verwerfungen im Boden verfälschen die Schallleitung nach oben.

Starre Geländeoberflächen, wie z.B. massive bewehrte Betonflächen großer Dicke, bzw. auch weiche Rasenflächen, erschweren die präzise Ortung der Leckage aufgrund der stark dämpfenden Wirkung.

7. Umgebungsgeräusche

Verkehr, Witterung und Industrie als wesentliche Störfaktoren im täglichen Einsatz bei der Leckortung lassen sich kaum vollständig ausschließen. Daher wird der Erfolg der akustischen Ortung von Leckstellen immer auch von diesen Umständen mit beeinflusst.

3.2.1.2. Entwicklungs- und Verfahrensbeschreibung

Die Leckortung, basierend auf dem Geräuschprinzip, ist schon seit einigen Jahrzehnten bekannt. Bereits zu dieser Zeit waren die zwei Schritte der Vorortung und der anschließenden Lokalisierung mit unterschiedlichen Horchgeräten gekoppelt. Es kamen aber ausschließlich rein mechanische Geräte zum Einsatz, wie z.B. die Horchdose, welche heute noch im DVGW – Arbeitsblatt W 392 und in der ÖVGW – Richtlinie 63 erwähnt und von erfahrenen Lecksuchern erfolgreich eingesetzt wird. An ihrem oberen Ende befindet sich eine kleine „Dose“ – heute zumeist aus Bronzeblech – an der der Anwender die Leckgeräusche an Kontaktstellen in Rohrnetz abhört.

Zur Lokalisierung wurde bereits damals, wie auch heute noch, eine besondere Geophontechnik, das so genannte Membrangeophon, eingesetzt. Eine in einer Metalldose angeordnete, gewichtsbelastete Membran wird schon bei geringen Bodenschwingungen bewegt, und ein Schlauch (oder zwei bei zwei Membrantöpfen) überträgt diese Membranschwingungen zum Ohr. Da die Fläche der Membran wesentlich größer als die des Trommelfelles ist, ergibt sich hieraus eine mechanische Verstärkung. Vergleichbar ist dieses Gerät mit einem Stethoskop, wie es Ärzte benutzen. Im Laufe der Zeit wurden diese mechanischen Geräte auf Grund der fortschreitenden Technisierung durch elektronische Mikrofone ersetzt, wobei das Prinzip unverändert geblieben ist.

Verfahrensbeschreibung

1. Schritt: direktes Abhören mit dem Teststab

Die Schadensortung wird in der Weise durchgeführt, dass zuerst durch Abhören mit einem Piezoteststab an den zugänglichen Netzteilen eine Vorortung vorgenommen wird. Es spielt dabei keine Rolle, ob es sich um Schieber, Hydranten oder Hausabsperrentile handelt, da alle Absperrearmaturen im Rohrnetz Kontaktstellen zur Rohrleitung bilden, in der sich der Körperschall ausbreitet. Durch den Vergleich der Lautstärke an diesen Punkten kann der Anwender eine Schadensstelle auf einen engen Bereich (zwischen zwei Armaturen) eingrenzen. Die eingesetzten Teststäbe zur Vorortung sind so hochempfindlich, dass bereits leiseste Geräusche wahrgenommen werden können.

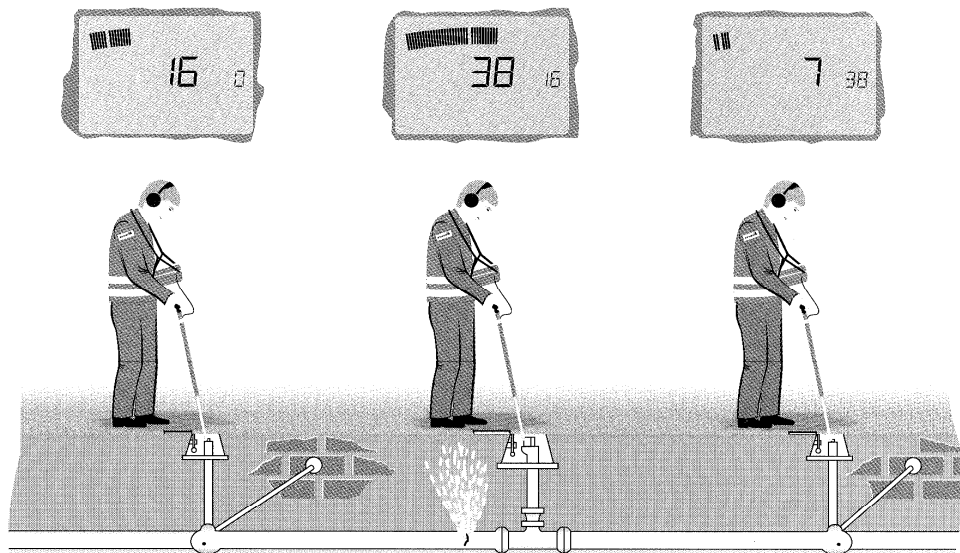


Abbildung 3.9: Vorortung einer Leckstelle mit dem Teststab (Firmenschrift Sewerin)

Digitale Anzeigen erleichtern die Arbeit, indem sie dem Anwender zeigen, ob das Geräusch lauter oder leiser ist als an der letzten Kontaktstelle. Häufig schwankt die optische Anzeige aufgrund stark wechselnder Umweltgeräusche. Deswegen verfügen moderne Geräte über eine Schleppzeiger-Funktion. Der Schleppzeiger stellt den minimalen Geräuschwert der Leckstelle am Messpunkt dar. Wird das Geräusch lauter, z.B. durch Umwelteinflüsse, so verharrt die Anzeige, wird das Geräusch leiser, vermindert sich die Anzeige weiter. Dieser Schleppzeiger-Wert wird digital als große Zahl und zusätzlich als invers dargestelltes Segment in der Analoganzeige dargestellt. Eine kleine Zahl am Display zeigt den letzten Schleppzeiger-Wert an, und so lässt sich durch Vergleichen dieser beiden Werte leicht erkennen ob man die Leckstelle noch erreicht, oder ob sie schon überschritten wurde (Prospekt Aquaphon, Fa Sewerin).

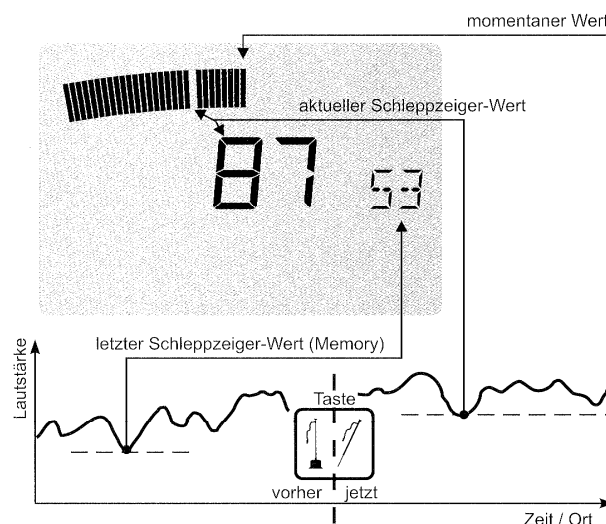
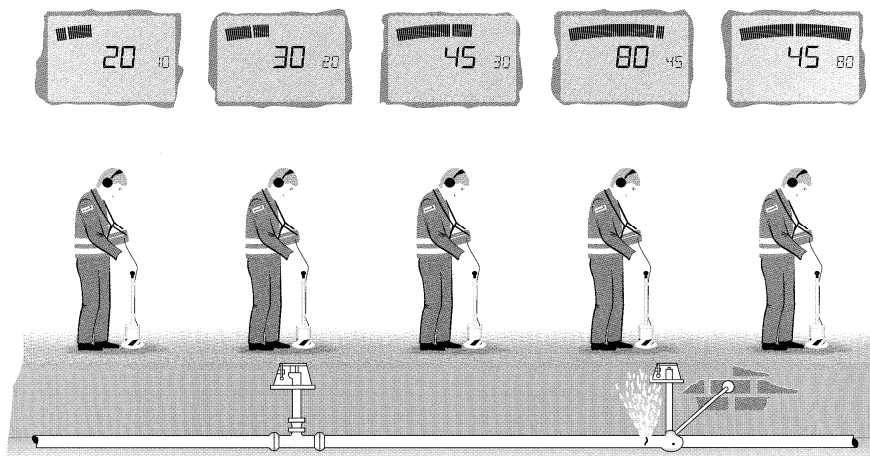


Abbildung 3.10: Schleppzeiger-Funktion als digitale Anzeige am Display (Prospekt Aquaphon, Fa Sewerin)

2. Schritt: punktgenaue Ortung mit dem Bodenmikrofon – indirektes Abhören

Zur punktgenauen Ortung kommt das Bodenmikrofon zum Einsatz. Der Lecksucher folgt zunächst in frei wählbaren Abständen (etwa 1 m), dem Verlauf der Leitungstrasse, um zu hören, ob sich an irgendeiner Stelle ein Geräusch verstärkt, denn auch in diesem Fall wird das Leckgeräusch zur Schadensstelle hin lauter und beim Überschreiten wieder leiser. Durch Vor- und Rückwärtsgehen an der vermuteten Stelle kann das Optimum des Geräusches markiert werden. Falls die Lage der Leitung nicht exakt bekannt ist, bzw. um Unsicherheiten auszuschließen, wird man an der Stelle der vermuteten Leckage nach beiden Seiten seitwärts gehen. In dieser Richtung zeigt das Geräuschoptimum die Lage der Leitung an.

J. Franz (2003) empfiehlt in der Nähe des Lecks schachbrettartig vorzugehen. Dabei soll das Mikrophon jeweils frei stehen und unberührt bleiben. Der Einschaltknopf am Empfänger wird erst dann betätigt, wenn das Mikrophon in der Messsituation steht. Damit wird das Aufsetzgeräusch vom Ohr ferngehalten. Eine zusätzliche Gehörschutzfunktion analysiert das Geräuschsignal ständig und bei plötzlich lauten Geräuschen, verursacht durch Stöße oder unachtsame Bewegungen mit dem Aufnehmer, wird der Kopfhörer abgeschaltet bis die Lärmquelle verstummt.



**Abbildung 3.11: Prinzip der Lokalisation mit dem Bodenmikrofon
(Firmenschrift Sewerin)**

Digitale Filter können abhängig von der Lecksituation eingestellt werden, um Störeinflüsse durch Umgebungsgeräusche zu reduzieren. Durch eine Filter-Optimierungsfunktion kann die punktgenaue Ortung mittels Bodenmikrofon vereinfacht werden, indem mit dem Bodenmikrofon eine Geräuschprobe durchgeführt wird und diese automatisch analysiert wird. Ohne weiteres Zutun stellt das Gerät jenen Frequenzbereich ein, der die Leckage besonders plastisch hervorhebt.

Einflussfaktoren welche den Einsatz elektro-akustischer Verfahren erschweren:

- Verkehrsbedingte Umgebungsgeräusche beeinflussen eine präzise Lokalisation der Schadstelle während der Tagesstunden, weshalb man bei besonders frequentierten Verkehrspunkten die Ortung in den Nachtstunden durchführt.

- Bei Hausanschlussleitungen kann es aufgrund der guten Schallübertragung durch die Hauswand zu Fehlinterpretationen kommen, da in diesem Bereich der Gebäudegrenze das Geräusch am stärksten wahrgenommen wird, obwohl sich das Leck noch in einiger Entfernung befindet.
- Ein weiteres Problem besteht, wenn das Wasser den umgebenden Boden auswäscht, wodurch ein wassergefüllter Hohlkörper entsteht, in den das aus dem Leck fließende Wasser ohne erkennbare Geräusche strömt.
- Wie im Abschnitt 3.2.1.1 diskutiert, wird in Kunststoffleitungen nicht nur die Körperschallausbreitung erheblich gedämpft gegenüber metallischen Rohren, sondern auch der an der Geländeoberfläche hörbare Geräuschanteil beschränkt sich auf einen sehr eng begrenzten Bereich. Dies führt dazu, dass das Bodenmikrofon in wesentlich kürzeren Abständen aufgesetzt werden muss, da sonst die Leckstelle leicht „übergangen“ wird.
- Bei schwingungsintensiven Leitungen wird ein Teil der Körperschallschwingungen, die sich entlang der Leitung bewegen, in den Boden transportiert, wodurch sich der Wahrnehmbarkeitsbereich vergrößert und wegen der geringen Unterscheidung die Lecksuche enorm erschwert.

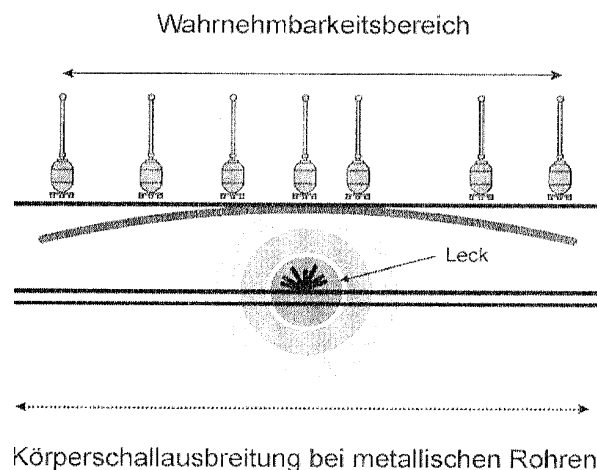


Abbildung 3.12: Leckortung an metallischen Rohren (Firmenschrift Sewerin)

- Den größten Anteil am Erfolg beim Einsatz elektro-akustischer Leckortungsverfahren hat der Anwender. Nur wenn er in der Lage ist, geringe Lautstärkenunterschiede sicher zu erkennen, ist eine erfolgreiche Lokalisierung möglich. Dies erfordert neben höchster Konzentration, einem guten Hörvermögen, eine entsprechende Motivation das Leck finden zu wollen, sowie ein großes Maß an Erfahrung beim Einsatz subjektiver Ortungsverfahren.

3.2.2. Lecksuche mit Geräuschpegelmessgeräten

Einer der Nachteile aller elektro-akustischen Möglichkeiten besteht, wie bereits in Punkt 3.2.1.2 beschrieben, in der Tatsache, dass sich viele Leckagen nur in den verbrauchsarmen Nachtstunden zwischen 2 und 4 Uhr, in denen Störgeräusche durch Verkehr und Umweltgeräusche am Geringsten sind, zuverlässig lokalisieren lassen.

Mit Geräuschpegelmessgeräten, die tagsüber an Kontaktstellen im Rohrleitungsnetz angebracht werden, lassen sich die minimalen Geräuschpegelwerte in den Nachtstunden messen und speichern und anschließend über eine Schnittstelle auf den PC übertragen, wo sie analysiert und verwaltet werden. Die Messmethode entspricht der in Kapitel 3.1.3 beschriebenen, nur mit dem Unterschied, dass eine beschränkte Anzahl von Geräten gezielt in verlustreichen Zonen eingebaut, und nach zwei Messzyklen umgesetzt werden und damit eine Funksignalübertragung nicht notwendig ist.

3.2.3. Korrelationsmesstechnik

Wurde bei der Vorortung ein Leck erkannt und auf einen bestimmten Bereich eingegrenzt, so bietet die Korrelationsanalyse eine weitere Möglichkeit die Schadensstelle zu lokalisieren. Dabei handelt es sich um eine rechnergestützte Ortung von Leckstellen.

Definition des Begriffes Korrelation

Korrelation bedeutet allgemein: Wechselseitige Beziehung, ein in einer bestimmten Hinsicht gegebener Zusammenhang zwischen zwei oder mehrere Größen. (Das Bertelsmann Lexikon)

Die Firma Sewerin definiert in ihrer Firmenschrift „Rohrnetz Aktuell“ den Begriff Korrelationsrechnung als Untersuchung von Zusammenhängen beobachtender Größen mit den Methoden der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Es handelt sich um die Feststellung der Verwandtschaft oder Ähnlichkeit zwischen zwei zeitabhängigen Signalen.

3.2.3.1. Mathematische Grundlagen (nach P. Sewerin, 1987)

Bei der Korrelation wird die Ähnlichkeit zwischen zwei zeitabhängigen Signalen festgestellt, welche mit $s_1(t)$ und $s_2(t)$ bezeichnet werden. Dargestellt wird die Ähnlichkeit zwischen beiden Zeitfunktionen durch die Kreuzkorrelationsfunktion

$$K_{12}(\tau) = \lim_{\tau \rightarrow \infty} \frac{1}{2\tau} \int_{-T}^{+T} s_1(t) \times s_2(t + \tau) dt \quad (\text{Gl. 1})$$

$\tau =$ Verschiebungs- oder Verzögerungszeit der beiden Signale gegeneinander

$T =$ Beobachtungs- oder Integrationszeit

Die in dieser Gleichung enthaltenen Signale werden zunächst nach einer Zeitverschiebung um ein bestimmtes τ miteinander multipliziert. Die Multiplikation erfolgt für jeden Punkt der Zeitachse im Bereich $-T < t < +T$. Aus den für jeden Punkt im Allgemeinen unterschiedlichen Produkten wird dann durch Integration der Mittelwert gebildet.

Bei der praktischen Messung ist selbstverständlich von einem endlichen Beobachtungszeitraum $\Delta T = T_2 - T_1$ auszugehen, wodurch die Gleichung dann folgende Form annimmt:

$$K_{12} = \frac{1}{T_2 - T_1} \times \int_{T_1}^{T_2} s_1(t) \times s_2(t + \tau) dt \quad (\text{Gl. 2})$$

Die Rechenvorschrift nach Gleichung (1) kann anstatt auf zwei verschiedenen Funktionen $s_1(t)$ und $s_2(t)$ auch auf ein und dieselbe Funktion $s_1(t)$ angewendet werden, und es ergibt sich die so genannte Autokorrelation

$$K_{11}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^{+T} s_1(t) \times s_1(t + \tau) dt \quad (\text{Gl. 3})$$

Für $\tau = 0$ ist das Produkt unabhängig vom Vorzeichen von $s_1(t)$ immer positiv. Für $\tau \neq 0$ kann das Produkt aber auch negative Werte annehmen. Aus diesem Grund ist die Summe aller Produkte über die Zeit – das Integral – bei $\tau = 0$ am größten, und somit hat die Autokorrelationsfunktion ihr Maximum bei $\tau = 0$. Aus dieser Eigenschaft ergibt sich die technische Möglichkeit, die Korrelationsanalyse zur Ortung von Schallquellen zu verwenden.

Im Allgemeinen werden zwei Schallaufnehmer von Schallwellen, die von einem bestimmten Punkt ausgehen, mit einem Laufzeitunterschied Δt erreicht. Die Messung dieses Laufzeitunterschiedes ermöglicht bei bekannter Schallgeschwindigkeit den Ort der Schallquelle zu berechnen. Angenommen, das weiter entfernte Mikrofon empfängt $s_2(t)$, dann wird das näher gelegene Mikrofon von einem voreilenden Signal $s_1(t) = s_2(t + \Delta t)$ erreicht. Beide ankommenden Signale sind, da sie von einer einzigen Schallquelle ausgehen, identisch und unterscheiden sich, abgesehen von ihrer Amplitude, nur durch die Zeitdifferenz Δt . Die Kreuzkorrelation aus beiden Signalen ergibt nach Gl. (1):

$$\begin{aligned} K_{12}(\tau) &= \frac{1}{T_2 - T_1} \times \int_{T_1}^{T_2} s_1(t) \times s_2(t + \tau) dt \\ &= \frac{1}{T_2 - T_1} \int_{T_1}^{T_2} s_2(t + \Delta t) \times s_2(t + \tau) dt \end{aligned} \quad (\text{Gl.4})$$

Das Integral nimmt für $\Delta t = \tau$ sein Maximum an; somit gibt die dem Maximum der Kreuzkorrelation entsprechende Verschiebezeit τ den Laufzeitunterschied zwischen beiden Mikrofonen an.

3.2.3.2. Das Prinzip der Vorgehensweise

Ebenso wie beim Abhorchverfahren liegt auch der Korrelator-Analyse das Geräusch des austretenden Wassers zugrunde. Dabei beschränkt man sich auf die Körperschallschwingungen die durch Turbulenzen an der Wasseraustrittsstelle entstehen, und sich der Rohrleitung entlang sowie in der Wassersäule von der Schallquelle in beide Richtungen fort bewegen.

Es wird jedoch nicht die Intensität des Leckgeräusches als Indikator verwendet. Durch zwei Signalaufnehmer die in einem Abstand zueinander, mit der Rohrleitung oder direkt mit der Wassersäule in Kontakt stehen (siehe 3.2.3.4 Signalerfassung), wird die zu untersuchende Messstrecke definiert. Da sich die Schallwellen mit einer gewissen Ausbreitungsgeschwindigkeit bewegen, und die Messpunkte in unterschiedlicher Entfernung zur vermuteten Leckstelle angeordnet sind, empfangen sie die elektrischen Spannungssignale nicht zur gleichen Zeit.

Der Korrelator wendet bei der Bestimmung dieser zeitabhängigen Größen eine bestimmte mathematische Rechenvorschrift an (siehe 3.2.3.1), und liefert schließlich als Ergebnis den Wert der Zeitdifferenz Δt .

Um diesen Betrag muss der Korrelator eines der beiden Signale gegenüber dem anderen zeitlich verzögern, damit man die größtmögliche Ähnlichkeit bzw. Deckungsgleichheit der Geräuschmuster feststellen kann, um, nach Ausführung der erwähnten Rechenvorschrift, als Ergebnis einen Maximalwert zu erhalten (Sewerin P., 1987)

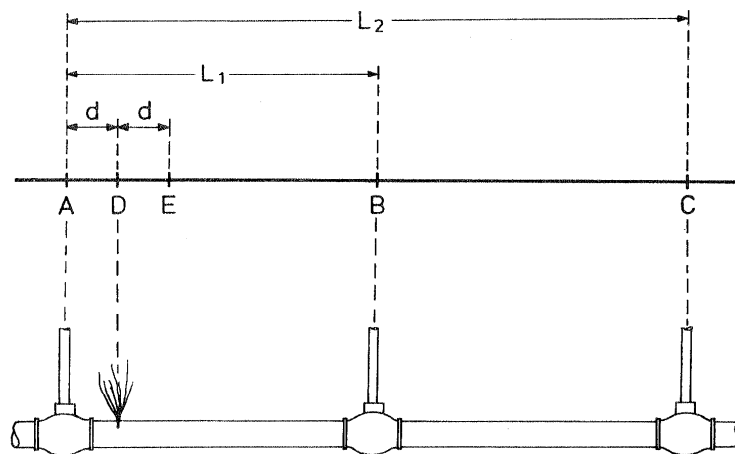


Abbildung 3.13: Defekter Leitungsabschnitt mit einer Leckstelle in Punkt D und "rauschenden" Armaturen in A, B und C (Sewerin P., 1987)

Das Prinzip des Verfahrens lässt sich wie folgt beschreiben:

Wenn die Welle nach Durchlaufen der Distanz d den Messpunkt A erreicht, hat sie in entgegengesetzter Richtung ebenfalls die gleiche Distanz d bis zum Punkt E zurückgelegt. Die Laufzeitdifferenz Δt , bezogen auf die Strecke $AB = L_1$, ergibt sich folglich aus der Schallgeschwindigkeit v und der noch zu durchlaufenden Reststrecke $EB = L_1 - 2d$ zu:

$$\Delta t = \frac{EB}{v} = \frac{L_1 - 2d}{v}$$

Die Laufzeitdifferenz ist der einzige Messwert, den ein Korrelator ermittelt. Dieser wird auf den Bildschirm des Korrelators in der Korrelationsfunktion dargestellt. Der gesuchte Abstand d des Lecks vom Punkt A wird danach aus den Angaben der Leitungslänge zwischen den beiden Signalaufnehmern und der Schallgeschwindigkeit nach folgender Formel, der so genannten Korrelationsauswerteformel, errechnet:

$$d = \frac{L_1 - v \times \Delta t}{2}$$

L_1 = Länge des untersuchten Leitungsabschnittes

v = Schallgeschwindigkeit in Längsrichtung des untersuchten Leitungsabschnittes
für Körperschallschwingungen

Δt = vom Korrelator als Messergebnis errechneter Laufzeitunterschied

Auf dem Bildschirm werden die Abstände von beiden Messpunkten zu festgestellten Schadensstelle angezeigt. Der Korrelator führt nach J. Franz (2003) somit zwei getrennte Tätigkeiten durch:

Schritt 1: Der Korrelator vergleicht die Geräusche bei A und bei B und kann aufgrund von physikalischen Eigenschaften wie Frequenz, Amplitude u. a. erkennen, ob die Geräusche gleichartig sind. Ist dies der Fall, so zeigt er das durch einen Peak (Spitze) auf dem Bildschirm an.

Schritt 2: Im zweiten Arbeitsschritt vergleicht der Korrelator die Schalllaufzeit von der Stelle des Leckgeräusches zum Punkt A mit der Schalllaufzeit des Geräusches zum Punkt B, und kann hieraus die Lage des Lecks errechnen.

Die am Rohr oder an den Armaturen befestigten Aufnehmer empfangen diese Schwingungen und leiten sie an den Funksender weiter. Die Schwingungen werden in elektrische Signale umgewandelt und per Funk an den Korrelator gesendet.

Voraussetzungen:

- Das von der Leckage erzeugte Geräusch muss beide Mikrofone in „messbarer“ Intensität erreichen. Messbar bedeutet aber nicht, dass das Leckgeräusch unbedingt über die Kopfhörer auch als gut hörbar erkannt werden muss, denn der Korrelator kann (unter Umständen) für das menschliche Gehör nicht erkennbare Geräuschmuster verarbeiten. Wo keine Leckgeräusche zu messen sind kann auch mit dem Korrelator keine Leckstelle geortet werden (Firmenschrift Sewerin).
- Die Leckage muss innerhalb der Messstrecke, also zwischen den beiden Mikrofonen, sein. Ist sie außerhalb, kann nicht festgestellt werden, wie weit sie entfernt ist, sondern nur, auf welcher Seite man die Ortung fortführen soll und dies auch nur dann, wenn beide Signalaufnehmer das Geräusch wahrnehmen, da der Korrelator jenen Messpunkt, welcher der Leckstelle näher liegt, als Ergebnis der Lecksuche liefert.
- Die genaue Leitungslänge muss ebenfalls bekannt sein. Die Leitungslänge zwischen den Mikrofonen entspricht nicht immer deren kürzestem Abstand. Hier ist eine genaue Leitungsdokumentation sehr wichtig.
- Die Schallgeschwindigkeit muss bekannt sein (Riehle R., 1999)

3.2.3.3. Schallgeschwindigkeit

Der Schallgeschwindigkeit kommt eine besondere Bedeutung in der Genauigkeit der errechneten Leckposition zu. Sie wird beeinflusst durch:

- Dichte des Wassers
- Elastizitätsmodulen von Wasser und Rohrmaterial
- Mittleren Rohrdurchmesser
- Wandstärke des Materials

Berechnung der Schallgeschwindigkeit

Mit genauer Kenntnis der genannten Einflußfaktoren ist es möglich die Schallgeschwindigkeit nach R. Riehle (1999), wie folgt, theoretisch zu berechnen:

$$v = \frac{v_0}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \times \frac{d}{a}}}$$

v: Schallgeschwindigkeit m/s

v_0 : 1450 m/s

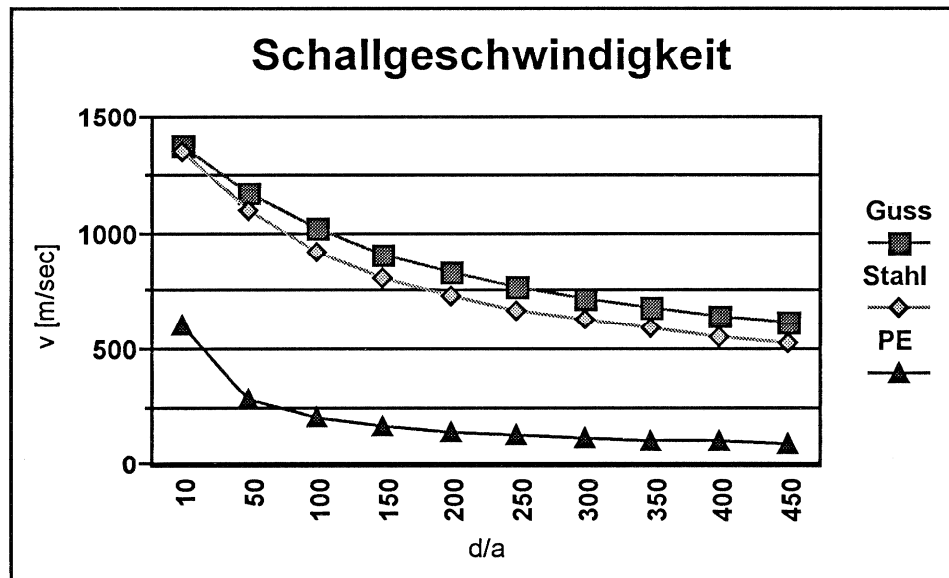
E: E-Modul des Rohrmaterials

K: Kompressibilität der Flüssigkeit ($2,1 \cdot 10^4$ Bar bei 8°)

d: Innendurchmesser der Leitung in mm

a: Wandstärke des Rohres in m

Setzt man in diese Formel die entsprechenden Materialkennwerte für Guss, Stahl und Kunststoff ein, so ergeben sich in Abhängigkeit der Rohrdimensionen folgende Kennlinien für die theoretische Schallgeschwindigkeit.



d: Innendurchmesser Rohr
a: Wandstärke Rohr

E-Module

Guß: $2,06 \cdot 10^6$ bar

Stahl: $1,44 \cdot 10^6$ bar

PE: $1,5 \cdot 10^4$ bar

Abbildung 3.14: Theoretische Schallgeschwindigkeit verschiedener Rohrmaterialien, (Riehle R., 1999)

In der Praxis besteht die Möglichkeit, die Schallgeschwindigkeit aus den zwei wesentlichen Größen „Rohrdimension“ und „Rohrmaterial“ unter Verwendung von entsprechenden editierbaren Schallgeschwindigkeitstabellen, welche zur Standardsoftware eines modernen Korrelators gehören, zu bestimmen. Die angezeigten Werte sind aber mit Ungenauigkeiten behaftet, da sie sich auf neu verlegte Rohre beziehen und somit z.B. Inkrustierungen in Metallrohren nicht berücksichtigen. Außerdem wird die Schallgeschwindigkeit nach A. Kottmann et al. (1981) von weiteren Faktoren, wie der Stützwirkung des die Leitung umgebenden Erdreiches, der Temperatur und vom Luftgehalt des Wassers beeinflusst. In der theoretischen Berechnung der Schallgeschwindigkeit gehen diese Daten nicht ein. Falls die Planangaben der verlegten Leitung mit dem tatsächlich vergrabenen Rohr nicht übereinstimmen, kann die mittels der vorhin erwähnten Tabellen und Formel berechnete Schallgeschwindigkeit, vom tatsächlichen herrschenden Wert stark abweichen.

Wie aus der Abbildung 3.14 hervorgeht, verändert sich der ermittelte Wert drastisch. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit in Kunststoffleitungen beträgt im Vergleich zu metallischen Leitungen etwa 1/3.

Diese Ungenauigkeiten und somit Fehler, welche durch die Eingabe einer falschen Schallgeschwindigkeit beim Errechnen der Leckstelle entstehen, können durch geschicktes Setzen der Aufnehmer minimiert werden. In der Korrelationsauswerteformel (siehe 3.2.3.2) wird die Schallgeschwindigkeit mit der Laufzeitdifferenz multipliziert. Wenn Δt gegen null geht, ist die Eingabe der Schallgeschwindigkeit ohne Einfluss, weil $0 \times v$ immer Null ist. Das heißt für die Praxis: Die Messung, bei welcher die Leckage näher an der Mitte von der Messstrecke zwischen Aufnehmer A und Aufnehmer B ist, hat den kleineren Fehler durch die Schallgeschwindigkeit.

Folgende Tabelle zeigt beispielhaft bei einer gegebenen Messstreckenlänge (L) Unterschiede im Messergebnis (d), wenn die Schallgeschwindigkeit (v) unterschiedlich gewählt wird.

Tabelle 3.1: Zusammenhang zwischen Schallgeschwindigkeit und Laufzeitdifferenz

Fall	Zeitdifferenz (ms)	a	b	Ergebnisunterschied
		v = 1200 m/s	v = 1300 m/s	
1	10	d = 94 m	d = 93,5 m	0,5 m
2	100	d = 40 m	d = 35,0 m	5,0 m
3	150	d = 10 m	d = 2,5 m	7,5 m

Fall1: Die gemessene Zeitdifferenz ist gering (das bedeutet das Leck ist etwa in der Mitte der Messstrecke), trotz großem Unterschied in der Schallgeschwindigkeit ist der Ergebnisunterschied klein.

Fall 2: Die Zeitdifferenz ist größer (das Leck ist weit außerhalb der Mitte der Messstrecke), der Ergebnisunterschied ist enorm und in der Praxis nicht tolerierbar.

Fall 3: Gegenüber Fall 2 noch größere Zeitdifferenz und noch größerer Ergebnisunterschied.

Messung der Schallgeschwindigkeit

Wegen der oben erwähnten Unsicherheiten ist der praktischen Messung der Schallgeschwindigkeit unter den jeweils örtlichen Bedingungen der Vorzug vor einer theoretischen Ermittlung zu geben. Es bestehen folgende Möglichkeiten zur Messung der Schallgeschwindigkeit:

- Korrelation eines „künstlichen Lecks“ (z.B. geöffneter Hydrant) außerhalb der Messstrecke

Entsprechend dem Messprinzip (siehe Abbildung 3.13) ergibt sich ein Maximum, je nachdem auf welcher Seite sich das Leck befindet, direkt bei Messpunkt A oder Messpunkt B. Mit dem Abstand L zwischen den beiden Aufnehmern und der Laufzeitdifferenz Δt , als Ergebnis der Korrelation errechnet sich die Schallgeschwindigkeit wie folgt:

$$v = \frac{L}{\Delta t} \quad (\text{Riehle R., 1999})$$

- Korrelation eines „künstlichen Lecks“ innerhalb der Messstrecke

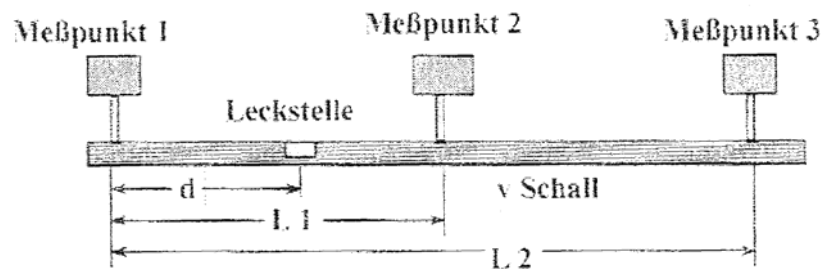
Es ist jedoch auch möglich, das gleiche Rohrstück, auf dem sich das Leckgeräusch befindet, zu verwenden, da das künstlich erzeugte Leckgeräusch wesentlich kräftiger ist als das tatsächliche Leckgeräusch und somit dieses „überdeckt“. Bei dieser Methode ist jedoch zu beachten, dass dieses künstliche Leck nicht in der Mitte der Messstrecke liegt, da ein solches Ergebnis der Schallgeschwindigkeit mit Toleranzen behaftet ist (Firmenschrift Sewerin).

Aus der 2. Gleichung unter Punkt 3.1.1.2 ergibt sich:

$$v = \frac{L_1 - 2d_K}{\Delta t_1} \quad d_K, \dots \text{bekannte Distanz durch künstliches Leck}$$

- Drei-Punkt-Messung

Hier werden zwei einzelne Korrelationsmessungen miteinander verknüpft. Voraussetzung bei der Drei-Punkt-Messung ist, dass Rohrmaterial und die Dimension der beiden Messungen gleich ist.



$$\begin{aligned} \text{Abstand zu Leckstelle} \quad d &= \frac{L1 - v \times t1}{2} = \frac{L2 - v \times t2}{2} \\ d &= \frac{L2 \times t1 - L1 \times t2}{2 \times (t1 - t2)} \end{aligned}$$

Abb. 3.1: Dreipunktmessung (Firmenschrift Sewerin)

Vorteilhaft ist, dass das Messergebnis nach der zweiten Korrelationsmessung direkt angegeben wird, d.h. es handelt sich um eine punktgenaue Ortung ohne Kenntnis der Schallgeschwindigkeit.

3.2.3.4. Signalerfassung

Die Leckortung kann nach der Körperschallmethode oder Wasserschallmethode erfolgen, da sich das Geräusch entlang der Leitung und im Wasser ausbreitet.

Körperschallmethode

Die Schallaufnahme erfolgt mit hochempfindlichen Körperschallmikrofonen (Piezo-Mikrofone). Sie nehmen ihr Signal, die Schwingung bzw. Beschleunigung eines Körpers über das Mitschwingen der Rohrleitung auf, indem sie von außen an die Leitung oder an eine Armatur mit Adaptern oder einem Magneten angekoppelt werden.

Dieser Mikrofontyp lässt sich sehr schnell und einfach verwenden und wird daher sehr häufig genutzt – jedoch nur im Bereich der metallischen Rohrleitungen mit nicht zu großen Durchmessern hat er auch seine Berechtigung (Firmenschrift Sewerin).

Wenn die Korrelationsanalyse auf Basis des Körperschalls erfolgt, sind unbedingt zwei Messpunkte erforderlich. Diese Art der Messung wird als Kreuzkorrelation bezeichnet.

Wasserschallmethode

Hydrofone nehmen ihr Signal – die Druckänderung eines Mediums – auf, indem sie mit dem Medium gekoppelt werden. Sie werden an zugänglichen Stellen (Hydranten, Hausanschlüssen) so an die Leitung angebracht, dass das Wasser den Sensor umgeben kann. Druckänderungen pflanzen sich bei weichen Rohrmaterialien und Rohrleitungen großer Dimension in aller Regel deutlich besser fort als die Körperschallschwingung.

Für den Anwender bedeutet es, dass für eine erfolgreiche Ortung bei Kunststoffleitungen und auch bei Rohrleitungen mit größeren Dimensionen (ab etwa DN 300) ein größerer Aufwand hinzunehmen ist (Firmenschrift Sewerin).

Bei der Wasserschallmethode bietet sich die Möglichkeit der Autokorrelation an. Voraussetzung dafür ist, dass in der Rohrleitung eine definierte Reflexionsstelle (Reflektor) vorhanden ist. Dies kann z.B. eine geschlossene Absperrarmatur sein.

3.2.3.5. Beurteilung des Korrelationsverfahrens

Vorteile der Leckortung durch Korrelation

- Die Messergebnisse werden objektiv gewonnen – sie hängen also nicht vom menschlichen Gehör ab.
- Für das Messprinzip wesentlich ist die Unabhängigkeit von störendem Umweltlärm. Störgeräusche, die z.B. nur auf einen der beiden Schallaufnehmer einwirken, haben keinen Einfluss auf das Messergebnis. Da der andere Schallaufnehmer in diesem Fall keine gleichartigen Störgeräusche empfängt, findet der Korrelator auch keine auf Störungen beruhende Ähnlichkeit zwischen beiden Eingangssignalen. Der Korrelator benötigt für die Ausführung seiner Messung eine gewisse Messzeit. Im Verhältnis zu dieser Messzeit kurzzeitige Störungen spielen ebenso keine Rolle wie Störungen, die von einer bewegten Schallquelle ausgehen.
- Die Leckortung mittels Korrelation kann während der normalen Arbeitszeit ausgeübt werden.
- Die Verlegetiefe sowie die Trassenoberfläche spielen keine Rolle.
- Es ist kein Eingriff in den laufenden Betrieb erforderlich (Niemeyer R.G. et al., 1994; Sewerin P., 1987)

Grenzen des Korrelators – Ursachen einer Fehlortung

- Leckgeräusch kommt nicht an beiden Aufnehmern an

In diesem Fall kann der Korrelator kein entsprechendes Ergebnis liefern. Nur durch Verkürzung des Abstandes der beiden Mikrofone zueinander oder durch Verwendung von Hydrofonen kann man mittels Korrelation ein Ergebnis erzielen.

Ansonsten muss man andere Verfahren verstärkt heranziehen (Bodenmikrofon, Tracergas). Es ist zu beachten, dass ein Leck umso weniger erfassbar sein wird, je näher es sich an einen Messpunkt befindet, da in einem solchen Fall der Schall die gesamte Messstrecke durchlaufen muss und unter Umständen den entfernten zweiten Messpunkt nicht mehr erreicht (Franz J., 2003).

- Eingangsdaten sind nicht korrekt

Es besteht die Möglichkeit, dass unbekannterweise Leitungen gestückelt wurden (Einbau eines Reparaturstückes aus PE in einer metallischen Hausanschlussleitung) oder im Boden andere Rohrdurchmesser vergraben sind, als aus dem Plan entnommen. Bei Leitungen mit Mischmaterialien ist deren Einzellänge zu berücksichtigen. Auch bei der Eingabe der Länge zwischen den beiden Aufnehmern kann es zu Irrtümern kommen. Wie schon vorhin erwähnt, verändern Inkrustierungen in Metallleitungen den Wert der Schallgeschwindigkeit (Franz J., 2003).

- Leck liegt außerhalb der Messstrecke

Befindet sich die Leckstelle außerhalb der Messstrecke, so kann der Korrelator keine Berechnung durchführen und liefert einen der beiden Messpunkte als Schadenstelle. Man muss die Messstrecke ebenfalls auf jeden Fall auch verändern, wenn das Ausgabeergebnis in der Nähe, d.h. bis ca. 5 % der Messstrecke, eines Aufnehmers liegt (Franz J., 2003).

- Erfassen von Geräuschen, die kein Leck darstellen

Bei jeder Korrelation muss man sich überlegen, ob die Möglichkeit eines Fremdgeräusches besteht, denn nach J. Franz (2003) können in jeder Leitung Geräusche, ohne dass ein Leck vorhanden ist, entstehen durch:

- Wasserentnahmen im Haus bzw. Hausanschlüsse, auf die sich Maschinengeräusche aus dem Gebäudeinneren übertragen
- Druckminderventile
- Aufliegende kreuzende Rohre (Abwasser / Gasleitung)
- Turbulenzen, die bei hohen Fließgeschwindigkeiten bei Rohrkrümmer oder Reduzierungen vorkommen können
- Unstetigkeitsstellen an der Leitung, z.B. geschlossene Schieber, Luftblasen

- Vollbruch eines Rohres - Ortung von Extremfällen

Leckstellen mit besonders niedrigen Verlusten oder besonders hohen Verlusten können als Extremfälle bezeichnet werden. Die geringen Verluste, wie z.B. Haarrisse oder Tropfverluste, an denen sich keine verwertbaren Leckgeräusche ergeben, gehören in diese Bewertung. Es kommt auch immer wieder vor, dass der Korrelator, obwohl ein Vollbruch im Rohr vorhanden ist, kein Ergebnis anzeigt. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die beiden bei den Aufnehmern ankommenden Geräusche nicht mehr identisch sind, da das Rohr keine Verbindung mehr hat; bzw. das Wasser nahezu drucklos und ohne Geräusch ausfließen kann (Firmenschrift Sewerin).

- Luft in der Leitung

Luftblasen verhindern durch totale Reflexion die Übertragung des Leckgeräusches oder führen zu einer starken Dämpfung des Geräusches.

Auf Lufteinschlüsse muss besonders dann geachtet werden, wenn bei großen Leckstellen die defekte Leitung bis zur Anwendung des Korrelatorverfahrens abgeschiebert wurde, um so unnötigen Wasseraustritt zu vermeiden. Nur gründliches Spülen kann in solchen Fällen Abhilfe schaffen (Firmenschrift Sewerin).

3.2.4. Tracergasmethode

Für die Ortung kleinster Leckstellen, deren Existenz bekannt ist, die jedoch mit den herkömmlichen Verfahren aufgrund fehlender Geräuschbildung nicht lokalisiert werden können bzw. bei Leitungen, die sich im Grundwasser befinden, bietet sich die Tracergasmethode an.

Der Nachteil dieser Technik ist, dass der zu überprüfende Leitungsabschnitt vollständig entleert werden muss und somit für die Zeitdauer der Lecksuche außer Betrieb genommen wird. Erst nach Trocknung der Leitung, typischerweise mit Schaumstoffmolchen, werden die Enden sowie die Abgänge des Rohrabschnittes druckdicht verschlossen und danach mit dem so genannten Tracergas befüllt (Firmenschrift Sewerin).

Laut Franz J. (2003) bedarf die Dosierung des einströmenden Gases einiger Erfahrung. Füllt man das Gas zu schnell in die Leitung, bildet sich schon nach kurzer Zeit ein sehr großer Ausbreitungstrichter um die Leckstelle und eine genaue Lokalisierung wird hierdurch erschwert. Geschieht das Befüllen der Leitung zu langsam, tritt das Gas zwar in einem kleinen Ausbreitungstrichter an die Oberfläche, es verstreicht dafür jedoch zu viel Zeit. Der Druck sollte dabei dem Betriebsdruck entsprechen. In vielen Fällen reichen jedoch schon 80% des Betriebsdruckes aus, um das Gas aus der Leckage entweichen zu lassen. Als Tracergas können dabei verschiedene Stoffe zur Anwendung gelangen, allerdings sind es immer leicht flüchtige, nicht brennbare und nicht giftige Gase. Heute hat sich eine Mischung aus 5 % Wasserstoff in Stickstoff durchgesetzt.

Die Moleküle eines Gases diffundieren immer von den Stellen wo ihr Anteil am Partialdruck am größten ist, zu jenen, an denen er am kleinsten ist. Die Diffusion erfolgt bei Gasen mit leichten Molekülen schneller als bei Gasen mit schweren Molekülen, und findet sogar durch die Poren von Bodenplatten aus Beton statt. Wasserstoff ist das kleinste und leichteste Atom. dessen Durchmesser nur $0,106 \text{ nm} = 0,000\,000\,000\,106 \text{ m}$ und Masse $1,67 \times 10^{-24} \text{ g}$ beträgt. Der natürliche Wasserstoffgehalt von Luft beträgt 0,5 ppm (Riehle R., 1999).

Bevor mit der Ortung der Leckstelle an der Trassenoberfläche begonnen werden kann, muss man eine gewisse Wartezeit in Kauf nehmen, die vom Druckabfall sowie der Verlegetiefe der Rohrleitung, Leckgröße, Bodenart und Oberflächenbeschaffenheit abhängig ist, bis das Tracergas in einem eng umgrenzten Ausbreitungstrichter an die Geländeoberfläche gelangt (Riehle R., 1999).

Sobald das Manometer einen Druckabfall anzeigt, kann mit Gasspürgeräten mit entsprechenden Sondensystemen, die in hohem Maße selektiv auf Wasserstoff reagieren, die Trasse abgegangen werden. Zur Anwendung kommen Bodensonden, die das Gas unmittelbar aus dem Boden oder dem Bodenbelag aufsaugen. Um zu verhindern, dass Wasser in die Sonde gesaugt wird, verfügen sie über einen Staubfilter und ein Überlaufventil.

Durch zusätzliche Verwendung eines Rolluntersatzes wird die Suche nach Leckagen erleichtert, da der Kontakt zur Oberfläche konstant gehalten wird, und eine Gummimatte an der Unterseite des Gerätes das Verflüchtigen des Wasserstoffes verhindert.

Für die Leckortung auf weichem Untergrund, wie Ackerboden, Lehm, Sand, Schotter oder Sumpf eignet sich besonders ein Boden-Messkopf, der gelösten Wasserstoff auch in nassen Böden sowie im Wasser ortet. Der Ort mit der höchsten Gaskonzentration entspricht der Leckstelle.

(www.trotec.de/trade/produkte/leckortung/D.2.03.06.70-wasserstoff_lecksuchgeraet.html, 06.04.2005)

Eine genaue Leitungsdokumentation ist für diese Methode Voraussetzung, und der Einfluss von Wind darf nicht unberücksichtigt bleiben, da dieser den Erfolg wesentlich beeinträchtigt. Es besteht die Möglichkeit, Leckagen auch unter Betriebsbedingungen zu orten. Diese Art ist allerdings nicht zu empfehlen, da das Gas, das in die Leitung injiziert wird, extrem leicht ist und sich deshalb nur am oberen Rand des Rohres ansammelt. Damit können in diesem Fall nur Schadstellen gefunden werden, die in der Nähe des Rohrscheitels liegen (Firmenschrift Sewerin).

4. Untersuchung von vier Wasserversorgungsunternehmen bezüglich Wasserverluste

Einer ausführlichen Grundlagenstudie, in der vor allem auf die Ursachen von Wasserverlusten aufmerksam gemacht und deren Ermittlung sowie Darstellung und Beurteilung im deutschsprachigen Raum aber auch international erläutert wurde, folgte eine detaillierte Beschreibung der Verfahren und Maßnahmen, um Leckagen im Versorgungsnetz zu eruieren, aber vor allem – was für eine erfolgreiche Verluststrategie von wesentlicher Bedeutung ist – sie punktgenau zu orten. Dazu wurden die am Markt befindlichen Leckortungsgeräte auf Vor und Nachteile untersucht.

Nun ist es von großem Interesse, die Situation in einem „wasserreichen“ Land wie Österreich zu erheben, bzw. wie Wasserversorgungsunternehmen bezüglich der Tatsache der vorhandenen Wasserverlustmengen, die ihren Netzen entweichen, agieren. Dazu wurde ein Fragebogen – welcher sich im Anhang befindet – entwickelt, der unter vorheriger Absprache mit den jeweiligen Geschäftsführern an ausgewählte Versorger per Email versendet wurde.

Im Folgenden werden die Tätigkeiten und Strategien der Verlustbekämpfung sowie die erzielten Verlustwerte von vier vergleichbaren Wasserversorgungsunternehmen analysiert und dargestellt, wobei wegen der vertraulichen Behandlung der Daten die Versorgungsunternehmen namentlich nicht genannt werden.

4.1. *Tätigkeiten und Strategie der untersuchten Wasserversorgungsunternehmen*

Bevor die jeweiligen Maßnahmen, mit denen die Versorgungsunternehmen den Wasserverlusten entgegenwirken, aufgezeigt werden, wird zu aller erst die Struktur der Versorgungsnetze sowie der Boden, in dem die Leitungen verlegt sind, erhoben. Beide Faktoren beeinflussen die Schallausbreitung des Leckgeräusches und somit die Leckagensuche wesentlich. Teilweise werden sie in den unterschiedlichen Möglichkeiten der Wasserverlustdarstellung berücksichtigt. Das Material (metallische Leitungen gelten im Gegensatz zu Kunststoffleitungen wesentlich schallleitender) wie auch die geometrische Abmessung des Rohres entscheiden wesentlich die erzielbare Reichweite der Leckortung, wobei sich grundsätzlich Rohre kleineren Durchmessers aufgrund der geringeren Masse leichter erregen lassen als Rohre großer Dimensionen, welche sich bei der Übermittlung des Leckgeräusches schwingungsträger verhalten. Abgesehen von der Tatsache, dass weiche und somit schalldämpfende Böden wie auch lockere, trockene Böden infolge schlechter Schallübertragung die Leckortung mit elektroakustischen Bodenmikrofonen erschweren, fließt die Bodenart bei der Beurteilung des längenbezogenen betriebsspezifischen Wasserverlustes nach ÖVGW – Richtlinie W 63 aufgrund folgender drei Parameter ein:

- Mögliche Erkennbarkeit von Leckstellen
- Bewegungsvorgänge der Böden bei wechselndem Wassergehalt
- Korrosion – Bodenaggressivität

Weiters ist es interessant ob und wie viel Wasser jährlich zugekauft wird, bzw. ob die Eigenförderung aus Grundwasser, Quellen oder Oberflächenwasser gefasst wird, da man auf diese Weise indirekt den Stellenwert der Wasserverlustreduzierung innerhalb eines Versorgungsunternehmens feststellen kann.

Wichtig ist auch, um auf die Richtigkeit der jährlichen Wasserbilanz zu schließen, dass möglichst alle Wasserentnahmen aus dem Netz gemessen werden.

Wasserversorgungsunternehmen A:

Das Leitungsnetz besteht etwa zu 2/3 aus Zubringer- und Verteilungsleitungen und zu 1/3 aus Hausanschlussleitungen. Insgesamt bestehen 42 % der Rohrleitungen aus Kunststoff, was die Ortung von Leckagen mittels Horchdosen und elektro-akustischen Geräten aufgrund der Schallausbreitung sehr schwierig gestaltet, gefolgt von 37 % Guss- und 19 % Faserzementleitungen. Der Anteil an Rohren aus Stahl ist mit etwa 1 % am Geringsten. Die Leitungen sind vorwiegend in Kies, und Sand gemischt mit Ton verlegt.

Die Gesamtmenge der Eigenförderung, welche ausschließlich aus dem Grundwasser erfolgt, beträgt 68,3 % der ins Netz eingespeisten Menge, die restlichen 31,7 % werden zugekauft. 188.000 m³ Trinkwasser werden an andere Wasserversorger direkt verkauft. Wassermengen zur Straßenreinigung, Bewässerungszwecke und für Übungen der Feuerwehr, sowie für den Eigenverbrauch, werden allesamt gemessen, wodurch die jährliche Wassermengenbilanz an Richtigkeit gewinnt, da ungezählte Wassermengen, welche ansonsten geschätzt werden, entfallen.

Das Leitungsnetz ist in 22 Druckzonen gegliedert, wobei mittels Durchflussmessungen von Druckzone zu Druckzone bzw. Messungen von Zu- und Ablauf an den Hochbehältern der Zufluss in die einzelnen Druckzonen festgestellt und überwacht wird. Zur besseren Quantifizierung der Wasserverluste wurden im Zeitraum von 1988 bis 1992 insgesamt 8 Messzonen angelegt, welche zwischen 3,2 km und 33,5 km Versorgungsleitung umfassen, wobei zwischen 700 Einwohner in der kleinsten und 9.500 Einwohner in der größten Zone versorgt werden. Wichtige Kennwerte der Messzonen sind, neben der Größe der Zone und der Einwohnerzahl, das durchschnittliche Leitungsalter der verlegten Leitungen sowie die Aufteilung der verwendeten Rohrmaterialien. Die Kenntnis der Abnehmerstruktur (z.B. Wohnobjekte, Gewerbebetriebe, Gastronomiebetriebe, Schulen und Kindergärten, Sanatorien, Bäckereien, Hallen- und Freibäder etc.) ist ebenfalls wichtig. Die Rohrbrüche an Verteilungs- und Anschlussleitungen werden in den Datenblättern der Messzonen dokumentiert.

Mittels Woltmanzählern und Datenloggern werden die Wassermengen der einzelnen Messzonen erfasst, die Höhe des Nachtverbrauches dieser Zonen einmal monatlich analysiert und in eine übersichtliche Tabelle (siehe Tabelle 4.1) übertragen. Dieser Gesamtüberblick über den Status quo der jeweiligen Messzonen und die farbliche Kennzeichnung ermöglichen der operativen Mannschaft schwerpunktmäßig Kontrollen in „Akutgebieten“ durchzuführen.

Tabelle 4.1: Dokumentation des Nachtverbrauches in den einzelnen Messzonen im Jahr 2004

MESSZONENWERTE - Qmin 2004													
	1.) Quartal			2.) Quartal			3.) Quartal			4.) Quartal			Richtwert
		m³/h	Datum:		m³/h	Datum:		m³/h	Datum:		m³/h	Datum:	m³/h
MZ : A	Jan	8,51	13.1.2004	Apr	8,74	3.5.2004	Jul	8,45	13.7.2004	Okt	7,78	29.10.2004	5,00
	Feb	8,92	9.3.2004	Mai			Aug	9,61	9.8.2004	Nov	9,55	10.11.2004	
	Mär	9,21	2.4.2004	Jun	9,01	3.6.2004	Sep	8,22	7.9.2004	Dez	8,82	22.12.2004	
MZ : B	Jan	8,47	13.1.2004	Apr	8,39	3.5.2004	Jul	7,75	13.7.2004	Okt	8,11	29.10.2004	6,00
	Feb	8,80	9.3.2004	Mai			Aug	8,15	9.8.2004	Nov	8,81	10.11.2004	
	Mär	9,78	2.4.2004	Jun	8,59	3.6.2004	Sep	8,50	7.9.2004	Dez	7,98	22.12.2004	
MZ : C Ragnitz	Jan	0,20	13.1.2004	Apr	0,24	3.5.2004	Jul	0,21	13.7.2004	Okt	1,45	29.10.2004	0,17
	Feb	0,29	9.3.2004	Mai			Aug	1,27	9.8.2004	Nov	1,29	10.11.2004	
	Mär	0,27	2.4.2004	Jun	0,17	3.6.2004	Sep	1,99	7.9.2004	Dez	1,19	22.12.2004	
MZ : D	Jan	2,82	13.1.2004	Apr	2,59	3.5.2004	Jul	3,21	13.7.2004	Okt	2,30	29.10.2004	1,99
	Feb	3,66	9.3.2004	Mai			Aug	3,43	9.8.2004	Nov	3,64	10.11.2004	
	Mär	1,99	2.4.2004	Jun	4,08	3.6.2004	Sep	2,83	7.9.2004	Dez	2,99	22.12.2004	
MZ : E	Jan	0,49	13.1.2004	Apr	0,39	3.5.2004	Jul	0,53	13.7.2004	Okt	KW		0,39
	Feb	0,58	9.3.2004	Mai			Aug	0,42	9.8.2004	Nov	KW		
	Mär	0,52	2.4.2004	Jun	0,50	3.6.2004	Sep	0,53	7.9.2004	Dez	2,78	22.12.2004	
MZ : F	Jan	kw	13.1.2004	Apr	11,17	3.5.2004	Jul	24,76	13.7.2004	Okt	21,13	29.10.2004	8,24
	Feb	8,24	9.3.2004	Mai			Aug	20,28	9.8.2004	Nov	19,38	10.11.2004	
	Mär	11,40	2.4.2004	Jun	27,83	3.6.2004	Sep	21,47	7.9.2004	Dez	18,35	22.12.2004	
MZ : G	Jan	25,31	13.1.2004	Apr	7,72	3.5.2004	Jul	6,32	13.7.2004	Okt	13,09	29.10.2004	6,32
	Feb	23,66	9.3.2004	Mai			Aug	9,51	9.8.2004	Nov	17,44	10.11.2004	
	Mär	10,93	2.4.2004	Jun	8,30	3.6.2004	Sep	12,88	7.9.2004	Dez	12,81	22.12.2004	
MZ : H	Jan	22,54	13.1.2004	Apr	17,05	3.5.2004	Jul	25,16	13.7.2004	Okt	22,89	29.10.2004	11,44
	Feb	27,77	9.3.2004	Mai			Aug	28,63	9.8.2004	Nov	28,63	10.11.2004	
	Mär	13,02	2.4.2004	Jun	20,10	3.6.2004	Sep	28,43	7.9.2004	Dez	24,82	22.12.2004	

Datum

KW- Keine Werte

BW- Batteriewechsel

innerhalb der Toleranz RW+2m³

Grenzbereich RW + 2,01-5m³

außerhalb der Toleranz RW+ > 5m³

Zeitpunkt der Auslesung

Zusätzlich werden zur Überwachung des Leitungsnetzes Nullverbrauchsmessungen mit mobilen Messeinrichtungen durchgeführt. Weiters sind Geräuschpegelmessgeräte mit Funkloggern in Teilen des Versorgungsgebietes angebracht um festzustellen, ob neue Leckagen hinzugekommen sind.

Die Leckagenortung wird vollkommen als Eigenleistung erbracht, wobei dies mit folgenden Verfahren bzw. Geräten erfolgt:

- Horchdosen
- elektro-akustische Verfahren
- Korrelatoren
- Geräuschpegelmessgeräte
- Tracergasmethode

Es stehen dazu 2 Messbusse zur Verfügung die alle Möglichkeiten und Verfahren zur Leckortung in sich vereinen.

Die Leckagensuche wird auch anderen Wasserversorgern als Dienstleistung angeboten, wobei die Abrechnung nach dem tatsächlichen Aufwand erfolgt und eine Grabungsgewähr (d.h. im Falle einer Fehlgrabung wird nochmals kostenlos gesucht, sowie die Kosten der Fehlgrabung übernommen), jedoch keine Senkungsgewähr (d.h. es wird vertraglich vereinbart um welchen Betrag die Verluste gesenkt werden müssen – entscheidend ist der Erfolg!) vereinbart wird.

Wasserversorgungsunternehmen B:

Das Leitungsnetz setzt sich aus 61,7 % Versorgungsleitungen und 38,3 % Hausanschlussleitungen zusammen, wobei die Hälfte der verlegten Rohre aus Guss bestehen, gefolgt von Kunststoff mit 24,4 % und Stahl mit 15,7 %.

Die restlichen Leitungen sind aus Faserzement bzw. aus sonstigen Materialien. Der Boden des Versorgungsgebietes besteht vorwiegend aus Sand und Kies, jedoch sind des Weiteren je 20 % der Leitungen in Lehm und Torf verlegt. In diesen Bereichen kommt es zu starken Bodenbewegungen, wobei der Grundwasserspiegel leicht schwankt und sich der torfige Boden aggressiv verhält.

9,1 % der eingespeisten Wassermenge werden nicht innerhalb des Versorgungsgebietes genutzt bzw. verbraucht, sondern es handelt sich dabei um Durchleitungsmengen, für welche eine Durchleitungsgebühr erhoben wird. Zusätzlich werden 160.000 m³ an andere Wasserversorgungsunternehmen verkauft. Das Verhältnis Zukauf zu Eigenförderung beträgt 1 zu 10,5, wobei 84 % der Eigenförderung aus dem Grundwasser stammen und 16 % aus Quellen.

Wassermengen zur Straßenreinigung, Bewässerungszwecke und für Übungen der Feuerwehr sowie für den Eigenverbrauch wie z.B. Spülungen nach Neuverlegungen und Rohrbrüchen, Druckprüfungen, Behälterreinigungen und Entleerung von Leitungen, werden geschätzt. Schätzungen der ersten 3 genannten Zwecke der Wasserentnahme könnten durch Verwendung von Hydrantenzählern bei der Hydrantenentnahme entfallen, da die Wassermengen auf diese Weise genau feststellbar sind, wodurch die jährliche Wasserbilanz an Genauigkeit gewinnt.

Das Leitungsnetz ist in 16 Druckzonen untergliedert. Diese erstrecken sich größtmäßig zwischen 2,43 km und 517 km Versorgungsleitung inklusive Hausanschlussleitung, in denen zwischen 30 und 84.200 Einwohner versorgt werden. Mittels magnetisch induktiver Durchflussmessgeräte (MID) an den Einspeisestellen wird der Zufluss in die einzelnen Druckzonen erfasst. 1995 hat sich das Versorgungsunternehmen entschlossen eine eigene Abteilung zur Wasserlecksuche zu gründen. Im Zuge dessen wurde die größte Druckzone in 14 kleinere Messzonen zerlegt. Diese erstrecken sich auf 1,76 km bis 66,88 km Versorgungs- und Hausanschlussleitungen, in denen zwischen 200 und 32.000 Einwohner gemeldet sind. Mit 20 MID inklusive Onlineübertragung an das Prozessleitsystem geschieht die Wassermengenerfassung der einzelnen Messzonen. Die Durchflusswerte werden mit den jeweiligen Wochentagswerten verglichen, ebenso der minimale Nachtverbrauch. Grundsätzlich sind die Messzonen so aufgeteilt, dass sie nicht zu klein sind, da sich bei geringem Verbrauch auch der Druck ändert. Die Messzonen haben deshalb mehrere Einspeisestellen, wobei jeder Ringkolbenschieber separat einstellbar ist, um bei einem bestimmten Druck zu schließen. Bei weiterer Druckreduzierung schließt der Nächste die jeweilige Zone ab, bis eigentlich zur Zeit des geringsten Verbrauches jede Zone nur mehr über eine Einspeisung versorgt wird. Dadurch erhöht sich die Durchflussmenge und somit die Zählergenauigkeit der Durchflussmessgeräte bei geringer Entnahme.

Die Lecksuche geschieht ausschließlich in Eigenleistung, wobei folgende Verfahren angewendet werden:

- Horchdosen
- Elektro-akustische Verfahren (Teststab und Bodenmikrofone)
- Korrelator
- Geräuschpegelmessgeräte
- Tracergasmethode

Dafür steht der Mannschaft ein VW-Bus, welcher mit mobilen Geräten bestückt ist, zur Verfügung. Die Leckagenortung wird ebenso als Fremdleistung anderen Wasserversorgungsunternehmen angeboten.

Wasserversorgungsunternehmen C:

Die Netzstruktur gliedert sich in 73 % Verteilungsleitungen und 27 % Hausanschlussleitungen. 70 % der Verteilungsleitungen bestehen aus Guss, gefolgt von 19 % Kunststoff- und 10 % Faserzementleitungen. Der Anteil an Stahlleitungen ist mit weniger als 1 % vernachlässigbar gering. Die Leitungen sind vorwiegend in Sand gemischt mit Ton und Kies verlegt.

Die Eigenförderung, die vollkommen aus dem Grundwasser stammt, macht 100% der ins Netz eingespeisten Wassermenge aus. 4.683.000 m³ Wasser werden an weitere Wasserversorger verkauft.

Wasserentnahmen für den Eigenbedarf und für Bewässerungszwecke werden gemessen; zur Straßenreinigung und für Übungen der Feuerwehr werden die Mengen geschätzt.

Die Überwachung des Leitungsnetzes betreffend Wasserverluste geschieht durch:

- Beobachtungen der Durchflussmessung an den Hochbehältern mittels Woltmanwasserzähler und MID, sowie durch Höhenstandsmessungen im Hochbehälter
- Durchflussmessungen von Druckzone zu Druckzone

Das Netz ist in 20 Druckzonen geteilt, welche zwischen 0,1 km und 348 km Leitungslänge betragen - Messzonen sind keine angelegt. Die Dispatcher der Leitwarte wissen aus Erfahrung wie das Netz täglich und jahreszeitlich arbeitet. Wenn sich Auffälligkeiten ergeben (z.B. stark fallender Wasserspiegel eines Hochbehälters oder auffälliger Verbrauch bzw. Minimaldruck in einer Zone) wird in dieser Zone auf Rohrbruchsuche gegangen. Die meisten Schäden werden allerdings gefunden wenn Schäden an der Geländeoberfläche bemerkbar sind.

Die Leckagensuche wird ausschließlich selbst durchgeführt. Dafür steht dem operativen Personal, das aus zwei Lecksuchern besteht (als Reserve kann ein weiterer Mitarbeiter die Geräte bedienen), ein Fahrzeug zur Verfügung, welches mit folgenden Geräten ausgestattet ist:

- Horchdosen
- 1 Korrelator
- 1 Tracergasspürgerät

Zusätzlich werden von den einzelnen Partien (z.B. Wasserzählerwechsler, Bereitschaftsdienst, Rohrverleger etc.) insgesamt 20 Geophone und 30 Leckpens mitgeführt.

Der Wasserversorger C bietet des Weiteren anderen Versorgern die Leckagenortung als Dienstleistung an, wobei nach tatsächlichen Aufwand abgerechnet, und weder eine Grabungsgewähr festgelegt noch eine Senkungsgewähr vereinbart wird.

Wasserversorgungsunternehmen D:

Das Leitungsnetz besteht aus 67,9 % Versorgungsleitungen und 32,1 % Hausanschlussleitungen. Der größte Anteil der Versorgungsleitungen besteht mit 44 % aus Guss, gefolgt von 32 % Kunststoffleitungen, 18 % Stahlleitungen und 4 % Faserzementleitungen. Die Leitungsrohre sind vorwiegend in den Bodenarten Kies, Sand und Sand-Ton gemischt verlegt.

Die ins Netz eingespeiste Wassermenge wird ausschließlich mittels Eigenförderung (82 % Quellwasser- und 18 % Grundwasseranteil der Gesamtfördermenge) zugeführt. 215.000 m³ Trinkwasser werden an weitere Wasserversorger verkauft.

Wasserentnahmen zur Straßenreinigung und für städtische Grünflächen werden gemessen, der Eigenbedarf und Wassermengen für Übungen der Feuerwehr werden geschätzt.

Das Leitungsnetz ist in 13 Druckzonen untergliedert, die sich zwischen 1- und 150 km Leitung erstrecken und in denen 300 bis 35.000 Einwohner versorgt werden. Der Zufluss in die einzelnen Druckzonen wird durch Netzmess-Stellen mit eingebauten induktiven Durchflussmessgeräten festgestellt. Weiters können durch Beobachtungen der Durchflussmengen an den Hochbehältern mit MID, Leckagen, welche im Netz hinzugekommen sind erkannt werden. Im Jahr 1999 wurden zusätzlich 17 Messzonen angelegt, die sich zwischen einem und 50 km Leitung erstrecken, in denen zwischen 300 und 13.000 Einwohner angesiedelt sind. Zur Wassermengenerfassung der einzelnen Messzonen sind 43 MID eingebaut. Veränderungen des Nachtverbrauches werden täglich kontrolliert und erforderliche Maßnahmen in Abhängigkeit von der jeweiligen Situation (Netzgröße, Pumpkosten, Speichervolumen etc.) festgelegt.

Die Leckagenortung gestaltet sich aus einer Kombination aus Eigenleistung und Fremdvergabe. Das Wasserversorgungsunternehmen besitzt nur Hochdosen zum Aufspüren von Leckagen. Die Tätigkeiten der punktgenauen Ortung werden an Lecksuchfirmen vergeben. Dabei wird vereinbart, dass im Falle einer Fehlgrabung die beauftragte Firma nochmals kostenlos nach der Wasseraustrittsstelle sucht; sowie die Kosten dieser Fehlgrabung nicht in Rechnung gestellt werden.

4.2. Vorhandene Wasserverluste der vier Wasserversorgungsunternehmen, in verschiedenen Varianten dargestellt

In jeder der folgenden Möglichkeiten der Wasserverlustdarstellung werden zu dessen Ermittlung unterschiedliche Eingangsparameter - welche sich auf das Jahr 2002 beziehen - herangezogen. Es ist ersichtlich, dass Wasserversorger unterschiedliche Richtwerte bezüglich Wasserverluste einhalten, andere jedoch überschreiten.

Prozentuelle Darstellung des betriebsspezifischen Wasserverlustes nach ÖVGW – Richtlinie W 63:

Das Verhältnis Verlustvolumen zu Einspeisevolumen in Prozent wird in der Praxis oft noch für betriebswirtschaftliche Betrachtungen herangezogen. Folgende Werte wurden von den untersuchten Wasserversorgern erzielt:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
9,32 %	10,10 %	8,28 %	10,59 %

Grundsätzlich unterschreiten alle 4 Versorger den Richtwert von 12 % wie er in der ÖVGW – Richtlinie W 63 definiert ist.

Der Versorger C hat mit einem betriebsspezifischen Verlust von 8,28 % deutlich den geringsten Wert und man könnte somit, wenn man sonst keine Angaben hat, vermuten, dass in diesem Versorgungsnetz die geringste Menge an Trinkwasser durch Leckagen entweicht.

Analyse:

Unter Abzug jener Wassermengen, welche nicht innerhalb des Versorgungsgebietes konsumiert werden sondern durch das Versorgungsnetz strömen, und wofür wie im Fall von Versorger B eine Durchleitungsgebühr erhoben wird, bzw. an weitere Wasserwerke in Umlandgemeinden verkauft werden, hätten die vier Versorgungsunternehmen folgende prozentuelle betriebsspezifische Verlustwerte:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
9,42 %	11,26 %	10,39 %	10,98 %

Beachtet man auch noch die jährliche eingespeisten Wasservolumina exklusive der oben angeführten Menge pro Einwohner, stellt sich folgendes heraus:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
60,03 m ³	80,03 m ³	96,40 m ³	105,90 m ³

Der Wasserbedarf pro Einwohner ist im Versorgungsgebiet von D am höchsten. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die unentgeltliche Abgabe mit 16,7 % der jährlichen Einspeisung aufgrund einer Seeinspeisung, im Gegensatz zu dem durchschnittlichen Betrag von 0,87 % bei den anderen untersuchten Versorgern, extrem hoch ist.

Die Schwankungen der übrigen drei Versorger beruhen auf dem unterschiedlichen Wasserbedarf der angesiedelten Industriebetriebe.

Würde sich der Wasserbedarf pro Einwohner im Versorgungsgebiet von C - aus Gründen wie z.B. etwaiger Standortschließungen industrieller Betriebe oder deren Wasserbezug von anderen Wasserversorgern - von 96,40 m³/Jahr auf die im Versorgungsgebiet von B benötigte Menge von 80,03 m³/Jahr verringern, so würde der betriebsspezifische Wasserverlust schlagartig auf 12,52 % ansteigen, unter der Annahme, dass die Ausströmgeschwindigkeit des Wassers an den Leckagen von der Fließgeschwindigkeit unabhängig ist. Somit würde der Versorger C den höchsten prozentuellen Wasserverlust haben und den definierten Richtwert von 12 % überschreiten.

Längenbezogene Darstellung des betriebsspezifischen Wasserverlustes nach ÖVGW – Richtlinie W 63:

Zur Ermittlung des längenbezogenen betriebsspezifischen Wasserverlustes der untersuchten Versorgungsunternehmen wurde vorerst die jeweilige spezifische Wasserabgabe q_A wie sie in 2.4.2 erläutert wurde, ermittelt. Versorger A, B und C überschreiten den Wert von 1,5 m³/(h×km), wodurch für sie die schwarzen Balken (Bereich 3) in Abbildung 2.13 Gültigkeit erlangen. Bei Versorger D hingegen beträgt die spezifische Wasserabgabe zwischen 0,75 und 1,5 m³/(h×km) und somit gelten die hellgrauen Balken (Bereich 2).

Abhängig von den Bodenarten in denen die Leitungen verlegt sind, und der spezifischen Wasserabgabe gelten folgende Werte des längenbezogenen Wasserverlustes als oberste Richtwerte:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
0,275 m ³ /(h × km)	0,270 m ³ /(h × km)	0,275 m ³ /(h × km)	0,150 m ³ /(h × km)

Die vorhandenen längenbezogenen betriebsspezifischen Wasserverluste der einzelnen Wasserversorger wurden nach der schon in 2.3.5 erwähnten Formel berechnet und dabei folgende Ergebnisse erzielt:

Versorger A:	Versorger B	Versorger C:	Versorger D
0,166 m ³ /(h × km)	0,202 m ³ /(h × km)	0,294 m ³ /(h × km)	0,184 m ³ /(h × km)

Versorger A und B halten den empfohlenen Richtwert ein, Versorger C und D überschreiten ihn und haben somit nach ÖVGW – W 63 zu hohe Wasserverluste. Im Falle des Versorgers D ist dies eventuell darauf zurückzuführen, da der zu erreichende obere Grenzwert aufgrund des infrastrukturellen Gültigkeitsbereiches 2 doch um einiges niedriger angesetzt ist als bei den übrigen Wasserversorgungsunternehmen. Die Ursache, weshalb Versorger C den geforderten Richtwert nicht einhält liegt darin, dass die Wasserverlustmenge in diesem Netz zu hoch ist, und bestätigt, dass der prozentuelle Wasserverlustkennwert nur aufgrund der hohen Einspeisemenge so gering ist.

Darstellung des spezifischen realen Wasserverlustes q_{VR} nach DVGW – W 392:

Die jährliche spezifische Rohrnetzeinspeisung (d.h. Einspeisevolumen in m³ pro km Versorgungsleitung) beträgt bei allen 4 untersuchten Versorgungsunternehmen mehr als 15.000 m³/(km×a), womit es sich nach DVGW – W 392 um großstädtische Versorgungsstrukturen handelt, für welche folgende Richtwerte für spezifische reale Wasserverluste definiert sind:

- Geringe Wasserverluste < 0,10 m³/(km × h)
- Mittlere Wasserverluste 0,10 – 0,20 m³/(km × h)
- Hohe Wasserverluste > 0,20 m³/(km × h)

Die vorhandenen spezifischen realen Wasserverluste der einzelnen Wasserversorger wurden nach der schon in 2.3.5 erwähnten Formel berechnet und folgende Ergebnisse erreicht:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
0,199 m ³ /(h × km)	0,260 m ³ /(h × km)	0,350 m ³ /(h × km)	0,220 m ³ /(h × km)

Nur der Versorger A schafft es gerade noch mittlere Wasserverluste zu verzeichnen, alle Übrigen überschreiten den Grenzwert von 0,20 m³/(km×h) und haben somit hohe Wasserverluste.

Ergebnisse der Berechnungen der ILI-Werte

Mit weiterer Information bezüglich der Anschlusszahlen und des durchschnittlichen Betriebsdruckes konnten nach der in 2.3.6 beschriebenen Vorgehensweise folgende Werte für den Infrastruktur-Verlust-Index ILI berechnet werden:

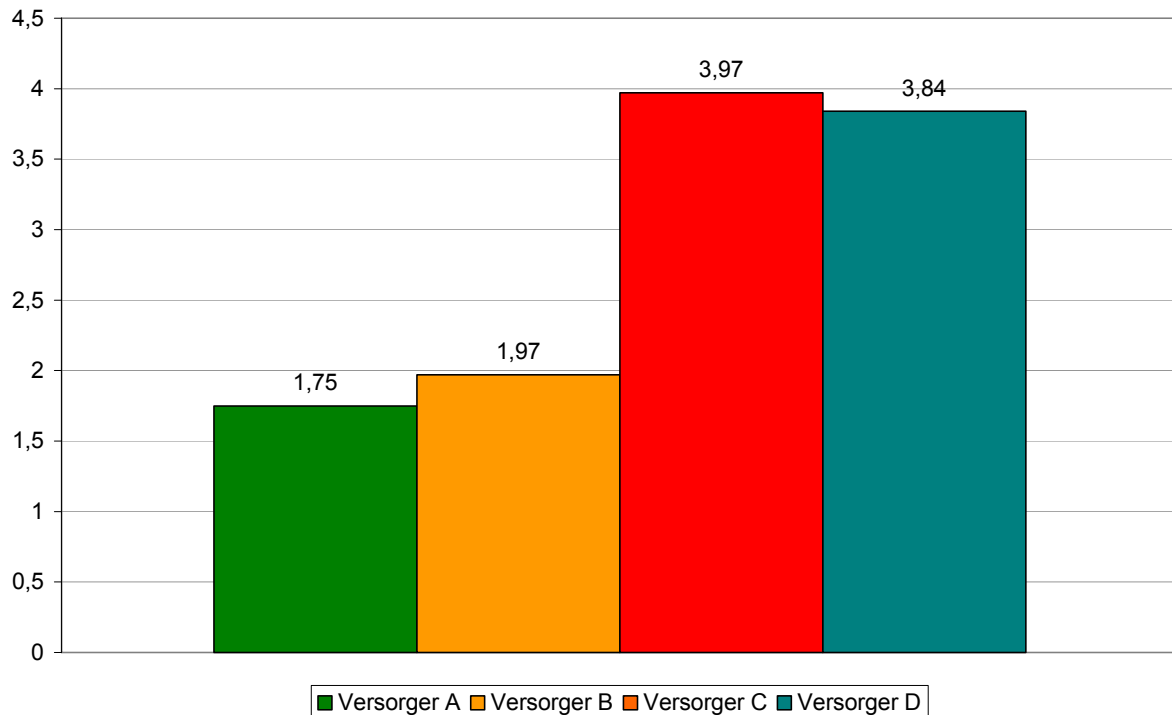


Abbildung 4.1: ILI-Werte der vier untersuchten Wasserversorgungsunternehmen

Resümee der erzielten Verlustkennwerte

Aufgrund der unterschiedlichen Möglichkeiten vorhandene Wasserverluste darzustellen, bei dessen Ermittlung unterschiedliche Eingangsfaktoren berücksichtigt werden, könnten Versorgungsunternehmen, - falls sie Werte bezüglich Wasserverluste publizieren – jene Art der Verlustangaben wählen, bei der sie am besten abschneiden. Bezugnehmend auf diese Tatsache würden sich für die einzelnen untersuchten Versorger folgende Darstellungsformen als vorteilhaft erweisen:

Für Versorger B würde dies heißen, dass der berechnete ILI bzw. der längenbezogene betriebsspezifische Wasserverlust nach ÖVGW – W 63 aufgrund des hohen prozentuellen Anteils an Anschlussleitungen am Gesamtversorgungsnetz dem spezifischen realen Verlust q_{VR} nach DVGW – W 392 vorzuziehen sind.

Versorger C müsste hingegen die prozentuellen betriebsspezifischen Wasserverluste nach ÖVGW – W 63 veröffentlichen, da er wegen des hohen Einspeisevolumens auf diese Weise mit Abstand den geringsten Verlustwert verzeichnet.

Versorger D sollte demnach trotz der Einhaltung des prozentuellen Richtwertes laut ÖVGW – W 63 am ehesten den spezifischen realen Verlust nach DVGW – W 392 angeben, obwohl dabei der Bereich der mittleren Verluste um 10 % überschritten wird. Durch diese Darstellungsmöglichkeit wäre er aber im direkten Vergleich mit den anderen Versorgern jener mit den zweitgeringsten Verlusten.

Ausschließlich für Versorger A ist die Darstellungsform irrelevant. Er erfüllt alle Richtwerte und ist, abgesehen von der prozentuellen Darstellung nach ÖVGW – W 63, jener Versorger mit den geringsten Verlusten.

Um ein objektives Ranking der 4 Wasserversorgungsunternehmen bezüglich der Einhaltung der definierten Richtwerte und somit der Entgegenwirkung von Wasserverlusten zu eruieren, sollten alle Einflussfaktoren (wie Einspeisevolumen, Bodenart, Länge der Versorgungs- und Anschlussleitungen, Anzahl der Hausanschlüsse, durchschnittlicher Betriebsdruck etc.) berücksichtigt werden.

Im Zuge dessen werden die Faktoren, mit denen die zulässigen Richtwerte über- bzw. unterschritten wurden, errechnet. Gleichzeitig werden die Werte mit denen die ILI der Versorgungsunternehmen verringert werden müssen, um jenen Vergleichswert von Versorger A mit 1,75 zu erreichen, ermittelt.

Tabelle 4.3 zeigt diese Werte, wobei nach der Summenbildung anschließend eine Reihung vom kleinsten zum größten Endwert vorgenommen wird, und der Versorger mit dem kleinsten Summanden derjenige ist, der Wasserverlusten durch Überwachung und aktiver Lecksuche am effektivsten entgegenwirkt.

Anhand von Versorger C werden die Rechenschritte zuvor in folgender Tabelle erläutert.

Tabelle 4.2: Erklärung der Ermittlung der Teilfaktoren des Rankings in Tabelle 4.3, gezeigt am Beispiel des Versorgers C

	vorhandener Wert	Richt- bzw. Vergleichswert	ermittelter Teilsummenfaktor
I)	8,28%	12%	$8,28 / 12 = 0,69$
II)	$0,294 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{km})$	$0,275 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{km})$	$0,294 / 0,275 = 1,07$
III)	$0,350 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{km})$	$0,200 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{km})$	$0,350 / 0,200 = 1,75$
IV)	3,97	1,75	$3,97 / 1,75 = 2,27$

Tabelle 4.3: Ranking der untersuchten Versorgungsunternehmen bezüglich der Einhaltung der definierten Richtwerte

	Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
I) prozentuell betriebs-spezifischer Wasserverlust nach ÖVGW-W 63	0,78	0,84	0,69	0,88
II) längenbezogener betriebsspezifischer Wasserverlust nach ÖVGW-W 63	0,60	0,74	1,07	1,23
III) spezifisch realer Wasserverlust q_{VR} nach DVGW-W 392	1,00	1,30	1,75	1,10
IV) ILI	1,00	1,23	2,27	2,19
Summe	3,38	4,11	5,78	5,40
Platzierung	I	II	IV	III

Versorger A unterbietet, wie schon oben erwähnt, als einziges Unternehmen alle Richtwerte und ist, gefolgt von Versorger B auf Platz 1. Versorger C erreicht mit einem 31 % höheren Endwert wie Versorger B Platz 3. Rang 4 wird von Versorger D belegt.

4.3. Auswirkungen der Veränderung des durchschnittlichen Betriebsdruckes auf den ILI-Wert

Im Vergleich der untersuchten Wasserversorgungsunternehmen bezüglich Wasserverluste wird der durchschnittliche Betriebsdruck nur bei dem von der IWA verwendeten Infrastruktur-Verlust-Index berücksichtigt. Deshalb wird im Folgenden aufgezeigt, in welcher Weise der durchschnittliche Betriebsdruck den ILI-Wert beeinflusst, bzw. wie sensibel der ILI auf eine Änderung des vorhandenen Betriebsdruckes in einem Trinkwasserversorgungssystem reagiert.

In der Berechnung der ILI-Werte fließt der durchschnittliche Betriebsdruck als linearer Faktor bei der Ermittlung des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Verlustes (UARL) ein. Mit zunehmendem Druck steigt das Auslaufvolumen an einer Leckstelle, womit sich der reale Wasserverlust im Versorgungsnetz erhöht.

Unter der Voraussetzung, dass die Öffnungen nicht durch Steine oder Erde verlegt sind und die Leckagengröße konstant bleibt, gelten die in Tabelle 2.9 angegebenen Prozentsätze der Auslaufmengen bei verschiedenen Drücken - abgesehen von dem bei 2 bar angegebenen Wert.

Eine Überprüfung der Werte unter Anwendung der Formel von Toricelli ergab, dass bei einem Druck von 2 bar 63 % der Wassermenge im Vergleich zu 5 bar Druck ausströmt anstatt der von Mutschmann & Strimmelmayr (1999) angegebenen 68 %.

$$v = \varphi \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

φ = Reibungsbeiwert

h = Druckhöhe

$$Q = v \times a$$

Q = Ausströmvolumen

a = Leckquerschnitt

5 bar Druck: $v = 0,6 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 50} = 18,793 \text{ m/s} = 100\%$

$Q = 1,329 \text{ m}^3/\text{h}$

7 bar Druck: $v = 0,6 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 70} = 22,230 \text{ m/s} = 118\%$

$Q = 1,571 \text{ m}^3/\text{h}$

2 bar Druck: $v = 0,6 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 20} = 11,885 \text{ m/s} = 63\%$

$Q = 0,840 \text{ m}^3/\text{h}$

Anhand dieser Formel wurde die reale Wasserverlustmenge der vier Versorgungsunternehmen bei unterschiedlichen Drücken ermittelt und in Abbildung 4.2 dargestellt, wobei man erkennt, dass das Verlustvolumen mit zunehmendem Druck theoretisch unterproportional ansteigt.

Da auf die verlegten Wasserleitungen ein Gegendruck, welcher durch das Erdreich verursacht wird, wirkt, sind die Kurven durch Trendlinien ersetzt, die einen linearen Anstieg zwischen Druck und Ausflussvolumen besitzen.

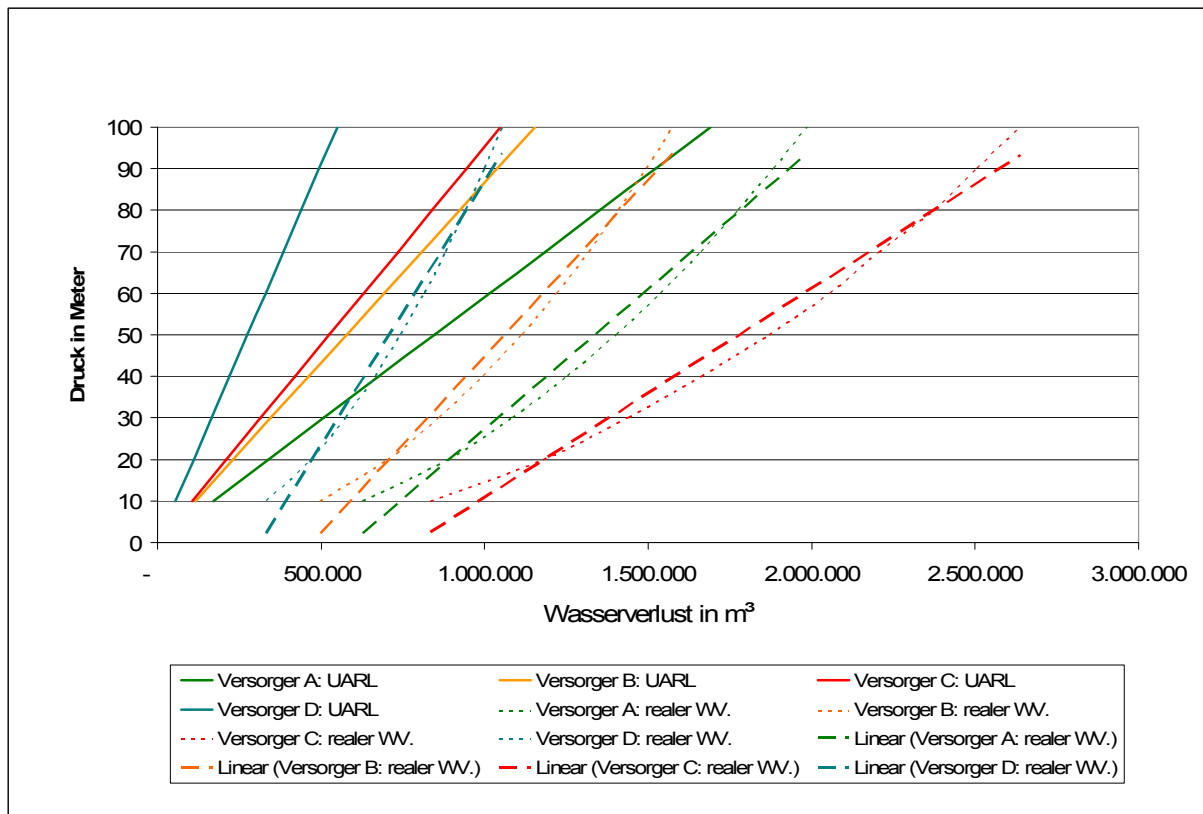


Abbildung 4.2: Darstellung des Verlaufes des UARL, realen Wasserverlustes und dessen Trendlinie der vier untersuchten Wasserversorgungsunternehmen in Abhängigkeit des durchschnittlichen Betriebsdruckes

Bei Versorger A und B steigt die Systemgerade des realen Wasserverlustes unter der oben erwähnten Annahme rascher an als die des UARL. Der reale Wasserverlust nimmt bei Erhöhung des Betriebsdruckes schneller zu als der UARL. Somit verringert sich die Differenz der Verlustwerte mit dem Anstieg des Betriebsdruckes.

Bei Versorger C und D ist der Anstieg der UARL-Geraden steiler als die des realen Verlustes, wodurch der reale Wasserverlust durch eine Druckerhöhung schneller zunimmt als der UARL. Die Differenz der Verlustwerte nimmt somit mit steigendem Druck zu.

Aus Gründen der besseren Erkennbarkeit sind für Versorger A und C die tatsächlichen Wasserverlustmengen unter Anwendung der Formel von Toricelli und die durchschnittlichen unvermeidlichen realen Wasserverluste, welche in die Berechnung der ILI-Werte eingehen, für 40 m bzw. 50 m berechnet und in Tabelle 4.4 dargestellt. Die Steigungen der Systemgeraden der tatsächlichen Verluste und der ILI-Geraden sowie der positive und negative Anstieg der Geraden zueinander ist in Abbildung 4.3 deutlich erkennbar.

Tabelle 4.4: Tatsächliche Verluste und UARL bei einem durchschnittlichen Betriebsdruck von 40 m und 50 m

Versorger	Druck	tats. Verlust	Δ tats. Verlust	UARL	Δ UARL	Δ tats. Verlust - Δ UARL
A	40 m	1.249.781 m³	154.457 m³	676.629 m³	169.157 m³	- 14.700 m³
	50 m	1.404.248 m³		845.786 m³		
C	40 m	1.665.873 m³	205.874 m³	419.739 m³	104.935 m³	100.939 m³
	50 m	1.871.767 m³		524.674 m³		

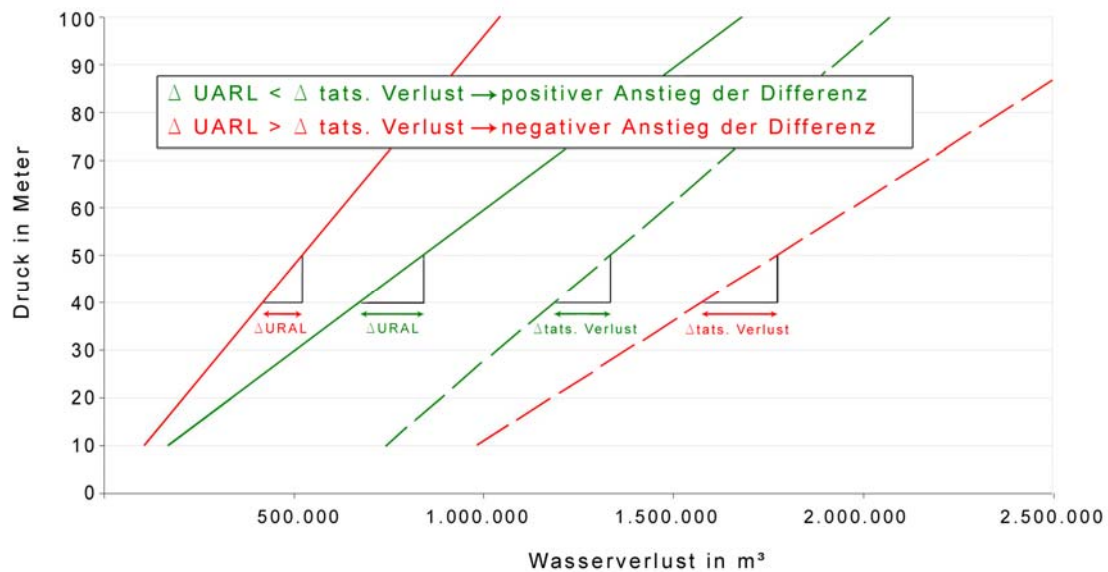


Abbildung 4.3: Anstieg der Differenz von UARL-Geraden und der tatsächlichen Verlustgeraden

Je größer der Anstieg der Differenz der beiden Systemgeraden bei Zunahme des durchschnittlichen Betriebsdruckes, desto flacher der Verlauf der ILI-Kurve, wie in Abbildung 4.4 dargestellt.

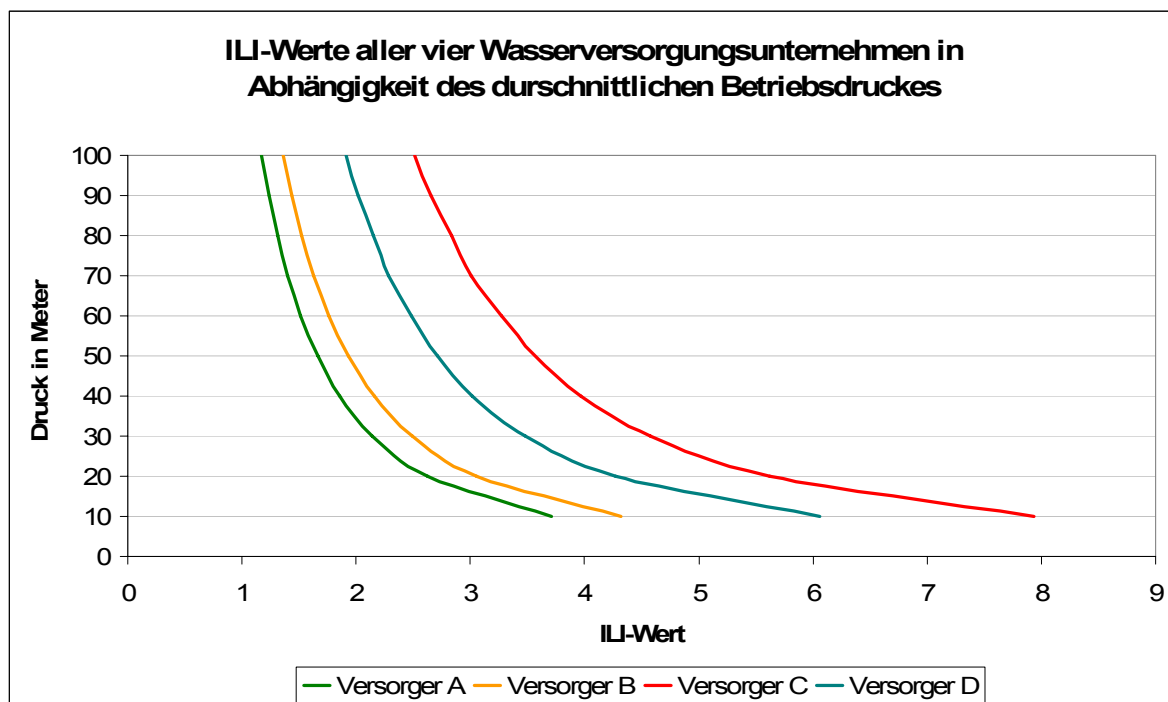


Abbildung 4.4: ILI-Werte der vier untersuchten Versorgungsunternehmen in Abhängigkeit des durchschnittlichen Betriebsdruckes

Die Berechnung der ILI-Werte der vier Versorger bei verschiedenen durchschnittlichen Betriebsdrücken erfolgt durch Division des im Netz herrschenden realen Wasserverlustes, welcher auf den jeweiligen veränderten Betriebsdruck mittels Formel von Toricelli errechnet wird, und des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Wasserverlustes, abhängig von der Anzahl der Hausanschlüsse, der Länge der Versorgungs- und Hausanschlussleitungen und natürlich des durchschnittlichen Betriebsdruckes (siehe 2.3.6.).

Grundsätzlich wirkt sich eine Steigerung des durchschnittlichen Betriebsdruckes positiv auf den ILI-Wert aus, da er kleiner wird. Folge dessen wirkt sich eine Reduzierung des durchschnittlichen Betriebsdruckes negativ auf den ILI-Wert aus, da er sich vergrößert. Weiters lässt sich erkennen, dass die ILI-Werte auf eine Druckreduzierung empfindlicher reagieren als auf eine Zunahme des momentanen durchschnittlichen Druckes, wobei sich die ILI-Werte im unteren Druckniveau rascher verändern.

Zur Ermittlung der ILI-Werte wurden von den untersuchten Wasserversorgungsunternehmen folgende Angaben bezüglich der durchschnittlichen Druckhöhe in Meter bekannt gegeben:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
45 m	48 m	40 m	25 m

In den Netzen der Wasserversorger A, B und C herrscht annähernd der gleiche durchschnittliche Betriebsdruck, nur im Versorgungsgebiet D beträgt er aufgrund der Besiedlungsstruktur und der topographischen Gegebenheiten 25 m.

Unter der Annahme, in allen Netzen wäre die gleiche Drucksituation und man nehme diesbezüglich eine Druckhöhe von 40 m an, so würden sich folgende ILI-Werte ergeben:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
ILI = 1,86	ILI = 2,16	ILI = 3,97	ILI = 3,02

Bei Versorger A und B ändert sich der ILI-Wert unwesentlich, da sich einerseits die Druckhöhe um 5 m bzw. 8 m im Gegensatz zu den 15 m im Fall von D verändert, und andererseits aufgrund des steileren ILI-Kurvenverlaufes im höheren Druckbereich eine Druckänderung weniger bewirkt als im niedrigeren Druckniveau, wo der ILI-Kurvenverlauf flacher ist. Der ILI-Wert von Versorger A steigt im Schnitt um einen Betrag von 0,022 pro Meter, im Falle von Versorger B bewirkt die Druckreduzierung eine ILI-Veränderung von 0,024 pro Meter wegen der im Gesamten etwas flacheren ILI-Kurve.

Der Druckhöhenanstieg von 25 m auf 40 m bei Versorger D macht sich in der Verringerung des ILI-Wertes im Schnitt um 0,055 pro Meter positiv bemerkbar. Im Falle von Versorger C bleibt der ILI-Wert selbstverständlich unverändert.

4.4. Einflussstärke der einzelnen Eingangswerte bei der Ermittlung der ILI-Werte der untersuchten Versorgungsunternehmen

Die Ermittlung des ILI-Wertes ist, abgesehen vom durchschnittlichen Betriebsdruck und dem realen Wasserverlust, von der prozentuellen Aufteilung Versorgungsleitung zu Hausanschlussleitung und der Anzahl der Anschlüsse beeinflussbar.

Grundsätzlich kann man nur durch die beiden Faktoren durchschnittlicher Betriebsdruck und reale Wasserverlustmenge den ILI-Wert verändern, da es sich bei Wasserversorgungsnetzen um gewachsene Leitungssysteme handelt und diese sich nach den Bedürfnissen der Bevölkerung richten. Deren Anschlusszahlen hängen stark von der Bebauungsdichte (Einfamilienhaus, Geschosswohnungsbau, Hochhaus) und die Verbrauchsmenge vom Verwendungszweck (Industrie, privater Eigenverbrauch) ab.

Trotzdem bleiben in der folgenden Vergleichsreihe alle Faktoren berücksichtigt, um deren Einflussstärke zu verdeutlichen.

In Tabelle 4.5 sind die Ausgangsdaten zur ILI-Ermittlung der Versorger zusammengefasst. Da der Versorger A mit 1,75 den kleinsten ILI-Wert besitzt, werden in Tabelle 4.6 die Eingangswerte der restlichen Unternehmer schrittweise an die des Versorgers A angepasst, um zu zeigen, wie stark die ILI-Werte infolge welcher Faktoren beeinflusst werden.

Tabelle 4.5: Ausgangsdaten der 4 Wasserversorger, welche den ILI-Wert beeinflussen

	Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
ILI-Wert	1,75	1,97	3,97	3,84
durchschnittliche Betriebsdruckhöhe	45 m	48 m	40 m	25 m
reale Verluste	1.143 m ³ /(km×a)	1.418 m ³ /(km×a)	2.251 m ³ /(km×a)	1.309 m ³ /(km×a)
reale Verluste auf 45 m normiert	1.143 m ³ /(km×a)	1.367 m ³ /(km×a)	2.390 m ³ /(km×a)	1.749 m ³ /(km×a)
Anschlüsse pro km Leitungsnetz	24,2 A/km	25,5 A/km	23,7 A/km	21,4 A/km
prozentueller Anteil der Anschlussleitungen am Versorgungsnetz	34,3 %	38,3 %	26,9 %	32,1 %

Die realen Wasserverluste bei vorhandenem durchschnittlichem Betriebsdruck sowie die Verlustmenge unter der Annahme der Angleichung der Betriebsdruckhöhe auf 45 m beziehen sich auf das gesamte Versorgungsnetz inklusive Hausanschlussleitungen. Die normierten Verlustvolumina wurden mittels Formel nach Toricelli (siehe 4.3.), ausgehend von der tatsächlichen Verlustmenge, ermittelt.

Tabelle 4.6: Veränderung der ILI-Werte aufgrund der Anpassung der Eingangsfaktoren an die des Versorgers A

	Versorger B		Versorger C		Versorger D	
	ILI-Wert	Δ ILI	ILI-Wert	Δ ILI	ILI-Wert	Δ ILI
ILI-Ausgangswert	1,97	–	3,97	–	3,84	–
Druckanpassung auf 45 m Druckhöhe	2,026	+0,056	3,746	–0,224	2,847	–0,993
Verlustreduzierung auf 1.143 m ³ /(km×a) bei 45 m Druckhöhe	1,694	–0,332	1,791	–1,955	1,860	–0,987
Veränderung der Anschlussdichte auf 24,2 A/km	keine Anpassung, da es sich negativ auswirken würde		1,77	–0,021	1,757	–0,103
Anpassung der Netzstruktur auf 34,3% Anschlussleitungen	keine Anpassung, da es sich negativ auswirken würde		1,75	–0,02	1,75	–0,007

Eine Angleichung des Betriebsdruckes bewirkt nur im Versorgungsnetz von D eine nennenswerte ILI-Reduzierung, wobei zu berücksichtigen ist, dass der reale Wasserverlust aufgrund der Erhöhung der Auslaufgeschwindigkeit an den Leckstellen steigt und sich das Versorgungsnetz wegen der Drucksteigerung zusätzlich bruchanfälliger verhält. Bei gleichzeitiger Betrachtung der Veränderung der Verluste - dargestellt nach ÖVGW – W 63 und DVGW – W 392 - zeigt sich sehr deutlich, welchen negativen Einfluss die Drucksteigerung hat.

- betriebsspezifischer Verlust nach ÖVGW – W 63 von Versorger D bei durchschnittlich 45 m Betriebsdruckhöhe:
 - 11,16 % des Einspeisevolumens, wobei berücksichtigt wurde, dass sich die Einspeisemenge um die zusätzliche Wasserverlustmenge erhöht.
 - $0,234 \text{ m}^3/(\text{km} \times \text{h}) \rightarrow$ Richtwert von $0,184 \text{ m}^3/(\text{km} \times \text{h})$ wird überschritten!
 $\rightarrow$ hohe Verluste
- spezifisch realer Verlust nach DVGW – W 392 von Versorger D bei durchschnittlich 45 m Betriebsdruck:
 - $0,294 \text{ m}^3/(\text{km} \times \text{h}) \rightarrow$ Grenzwert von $0,20 \text{ m}^3/(\text{km} \times \text{h})$ wird überschritten!
 $\rightarrow$ hohe Verluste

Trotzdem wäre es sinnvoll, abgesehen vom Argument der Reduzierung des ILI-Wertes, den Versorgungsdruck etwas anzuheben, um gerade bei dem vorhandenen niedrigen Druckniveau, welches im Fall von Versorger D auf die topographische Situation zurückzuführen ist, die Erkennbarkeit der Schäden zu erleichtern.

Dadurch würde sich die Laufzeit des Wasseraustritts an vielen Leckstellen verkürzen und bei sofortiger Schadensbehebung der jährliche reale Wasserverlust verringern.

Jedoch sollte berücksichtigt werden, dass eine Steigerung des Betriebsdruckes einen Anstieg der Pumpkosten bewirkt.

Eine Verlustreduktion mittels Überwachung und Analyse der nächtlichen Verbrauchsmengen, Nullverbrauchsmessungen, Druckbeobachtungen, Einbau von Geräuschpegelmessgeräten mit Funkloggern etc., sowie einer verstärkten aktiven Lecksuche mit erfahrenem Personal hätte bei den Wasserversorgungsunternehmen B, C und D nicht nur eine Reduzierung des ILI-Wertes um einen Betrag zwischen 0,33 und 1,96 zur Folge, sondern sie würde sich ebenfalls in der Darstellung der Verluste nach ÖVGW – W 63 und DVGW – W 392 positiv bemerkbar machen.

Die Versorgungs- und Hausanschlussleitungslängen werden mit unterschiedlichen Parametern in der Berechnung berücksichtigt. Die Änderung der Anzahl der Hausanschlüsse bewirkt eine lineare Veränderung des unvermeidlich durchschnittlichen realen Verlustes. Durch die Anpassung der Netzstruktur und Anschlussdichte der Versorger C und D an die von Versorger A verringern sich die ILI-Werte jedoch nur sehr gering, wodurch sich zeigt, dass diese unveränderbaren Eingangsparameter unberücksichtigt bleiben können.

Da im Versorgungsnetz von B der prozentuelle Anteil der Hausanschlussleitungen und die Anschlussdichte höher sind als im Vergleichsnetz von Wasserversorger A, was den ILI-Wert positiv beeinflusst, stellt sich somit auch ein geringerer Wert ein.

Eine Verkleinerung des aktuellen ILI-Wertes mit gleichzeitiger Verringerung der vorhandenen Verlustkennzahlen nach ÖVGW - Richtlinie W 63 und DVGW - Arbeitsblatt W 392 ist einzig durch eine Reduzierung der realen Wasserverlustmenge möglich.

4.6. Wasserverlustreduzierung aus wirtschaftlicher Sicht

Die Wasserverlustmenge einer einzelnen Leckstelle ergibt sich aus dem Produkt von Leckrate (in m³/d oder l/h) und der Laufzeit des Wasseraustritts an der Leckstelle (in d oder h). Hierbei gelten folgende Gesetzmäßigkeiten, wie sie auch im DVGW -Arbeitsblatt W 392 erwähnt werden:

- Nicht erkannte Kleinstleckagen mit meist kleiner Leckrate aber langer Laufzeit führen zu hohen Wasserverlusten.
- Durch Leckortung aufgefundene Leckagen (in Abhängigkeit von Turnus und Verfahren der Lecksuche) mit meist mittleren Leckraten und mittleren Laufzeiten führen zu mittleren bis hohen realen Wasserverlusten.
- Sichtbare gemeldete Leckagen, z.B. Rohrbrüche, mit meist großer Leckrate aber kurzer Laufzeit führen zu niedrigen realen Wasserverlusten.

Jede Schadensstelle in einem Versorgungsnetz verursacht demnach eine individuelle Wasserverlustmenge bis sie behoben wird.

Um die empfohlenen Richtwerte für den **längenbezogenen betriebspezifischen Wasserverlust laut ÖVGW – W 63** einzuhalten, müssten die untersuchten Versorgungsunternehmen ihre jährlichen realen Wasserverluste um folgende Beträge reduzieren:

Versorger A:	Versorger B:	Versorger C:	Versorger D:
---	---	121.000 m ³	120.000 m ³

Versorger A und B dürften ein um 83 % bzw. 42 % höheres reales Verlustvolumen haben und würden immer noch den jeweiligen Richtwert erfüllen. Versorger C und D müssten ihre realen Verluste mengenmäßig annähernd um den gleichen Betrag verringern, wobei dies im Fall von Versorger D eine um mehr als die 3-fache prozentuelle Reduzierung der realen Wasserverlustmenge darstellt.

Da, bevor eine Leckstelle entdeckt wird, sich weder die dadurch entweichende Wassermenge quantitativ erfassen noch die benötigende Zeit zur Ortung einer Leckage feststellen lässt, wurden nun folgende Annahmen getroffen:

- Der Zeitaufwand der aktiven Lecksuche bleibt unberücksichtigt
- Bei den zusätzlich zu findenden Leckstellen zur Verlustreduzierung handelt es sich um kreisrunde Löcher mit einem Durchmesser von 5 mm, wobei der in den Versorgungsnetzen herrschende durchschnittliche Betriebsdruck bei der Ermittlung der Austrittsmenge nach Mutschmann & Stimmelmayr (2002) berücksichtigt wird.
- Die Kosten, um eine Schadensstelle zu reparieren, sind in Anlehnung der Angabe der Schadensbehebungskosten der Salzburg AG von 2.687,50 € pro Leckstelle (beinhalten Personal-, Material-, Tiefbaukosten), welche im Rahmen der 115. ÖVGW-Jahrestagung in Salzburg vom 15.-16. Juni 2005 von DI H. Gernedel bekannt gegeben wurde, mit 2.800 € angesetzt.

Bei Versorger C entspricht die erforderliche Verlustreduzierung einer jährlichen Auslaufmenge von 12 Leckagen, welche zusätzlich geortet und um 33.600 € (entspricht 24 % des gemittelten Aufwandes aus den Jahren 2002 bis 2004) repariert werden müssen. Für Versorger D würden die notwendigen Reparaturmaßnahmen 42.000 € betragen, (entspricht 15 % der durchschnittlich jährlichen Reparaturinvestitionen) um 15 zusätzliche Leckagen zu beseitigen.

Eigentlich müsste man die entweichende Wassermenge der 5 mm kreisrunden Löcher bis zu deren Sanierung berücksichtigen, indem man dementsprechend mehr Leckstellen ortet und repariert, d.h. bei einer durchschnittlichen Schadensbehebung zur Jahresmitte müsste die doppelte Anzahl der oben genannten Schadensstellen behoben werden, damit die mittels der jährlichen Wasserbilanz ermittelten Richtwerte erzielt werden.

Diese Menge bleibt jedoch außer Betracht, da sich Leckagen aufgrund fortschreitender Korrosion an Stahlleitungen, Druckschwankungen an Kunststoffleitungen etc. im Laufe der Zeit größtmäßig verändern, und in Folge dessen sich die Leckrate pro Tag erhöht, womit durch Auffinden und Sanieren dieser „gewachsenen“ oben definierten Anzahl von Schadensstellen die erforderliche Verlustreduzierung erreicht wird.

Den Reparaturkosten werden die Gestehungskosten, welche sich aus dem Wasserzukauf, Pump- und etwaigen Aufbereitungsaufwand ergeben, gegenübergestellt.

	Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
Gestehungskosten (€/m ³)	0,18 €/m ³	0,10 €/m ³	0,04 €/m ³	0,01 €/m ³

So hätte Versorger C 4.800 € und Versorger D 1.200 € Ersparnis an Gestehungskosten bei der jeweiligen Erfüllung der angenommenen Wasserverlustreduktion, welche von den Reparaturkosten abgezogen werden. Für Versorger C bleiben nun 28.800 € und für Versorger D 40.800 € - exklusive Personalkosten zur Ortung der Leckagen und eventuellem Anschaffungsbedarf von zusätzlichen Lecksuchgeräten - an Aufwendungen übrig.

Tabelle 4.7: Zusammenstellung des finanziellen Aufwandes zur Richtwerteinhaltung nach ÖVGW – W 63

	Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
notwendige Reduzierung der realen Verluste	---	---	121.000 m ³	120.000 m ³
Anzahl der zu reparierenden Leckagen	---	---	12 Stück	15 Stück
Reparaturkosten	---	---	33.600 €	42.000 €
Ersparnis an Gestehungskosten	---	---	4.800 €/Jahr	1.200 €/Jahr
Finanzieller Aufwand zur Richtwerteinhaltung nach ÖVGW – W 63	---	---	28.800 €	40.800 €

Mit den gleichen Annahmen wird in Tabelle 4.8 die Zusammenstellung des finanziellen Aufwandes, um nach **DVGW – Arbeitsblatt W 392** gerade noch mittlere Wasserverluste ($q_{VR} < 0,20 \text{ m}^3/(\text{km}\times\text{h})$) zu verzeichnen, dargestellt.

Die zu reduzierenden Wasserverlustmengen entsprechen den folgenden Vielfachen der ermittelten ungemeldeten Verluste (UL) nach D. Person (2002), wie sie in den durchschnittlich unvermeidlichen realen Verlustmengen enthalten sind, und so in die Berechnung der ILI eingehen.

	Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
Faktor der jeweiligen UL	---	2,3	8,8	1,7

Tabelle 4.8: Zusammenstellung des finanziellen Aufwandes zur Richtwerteinhaltung nach DVGW – W 392

	Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
notwendige Reduzierung der realen Verluste	---	263.000 m ³	723.000 m ³	50.000 m ³
Anzahl der zu reparierenden Leckagen	---	23 Stück	70 Stück	7 Stück
Reparaturkosten	---	64.400 €	196.000 €	19.600 €
Ersparnis an Gesteungskosten	---	26.300 €/Jahr	28.900 €/Jahr	500 €/Jahr
Finanzieller Aufwand zur Richtwerteinhaltung nach DVGW – W 392	---	38.100 €	167.100 €	19.100 €

Versorger C muss mit Abstand die meisten Leckstellen reparieren, wobei zu erwähnen ist, dass im Schnitt die Reparaturkosten der vergangenen Jahre 2002 – 2004 so gering waren, weshalb sie nun um rund 140 % erhöht werden. Für Versorger B bedeutet der zusätzliche Sanierungsaufwand einen Anstieg um 18 % der durchschnittlichen Reparaturkosten – für Versorger D 7 %.

Man erkennt aus Tabelle 4.8, dass obwohl Versorger D im Gegensatz zu Versorger B in etwa nur 30 % der Leckstellen zur Richtwerteinhaltung reparieren muss, der dafür notwendige finanzielle Aufwand jedoch ca. die Hälfte beträgt.

Grundsätzlich zeigt sich, dass die Höhe der Gesteungskosten der entscheidende Einflussfaktor in einer wirtschaftlichen Analyse der Wasserverlustreduzierung ist.

Die von den untersuchten Versorgern angegebenen Gesteungskosten sind im internationalen Vergleich sehr gering, da österreichische Wasserversorger sich in der glücklichen Lage befinden, Trinkwasser in einwandfreier Qualität aus Quellen zu fassen bzw. dem Grundwasser zu entnehmen, womit Kosten der Aufbereitung oft entfallen. Speziell im Westen Österreichs stammt das ins Netz eingespeiste Wasser beinahe ausschließlich aus Quellen, wobei der Weg zu den Wasserspeichieranlagen oft ohne Pumpenergie zurückgelegt - und in vielen Fällen zur Energiegewinnung genutzt wird.

Bei den 4 untersuchten Versorgungsunternehmen sind die Reparaturkosten einer Leckstelle mit 5 mm Durchmesser gleich den Gesteungskosten, welche durch die dadurch entweichende Wassermenge in folgenden Zeitspannen verursacht werden:

Versorger A	Versorger B	Versorger C	Versorger D
1,4 Jahre	2,5 Jahre	6,7 Jahre	34,2 Jahre

Hieraus ist ein sehr großer Zeitunterschied zwischen Versorger A und Versorger D ersichtlich. Interpretiert man das Ergebnis, kommt man zu dem Schluss, dass für den Versorger A frühzeitige Reparaturen von enormer Wichtigkeit sind, da seine Gestehungskosten der Wasserverlustmenge im Verhältnis zu den Reparaturkosten sehr hoch liegen und somit durch spätere Reparaturen hohe Kosten anfallen. Dies ist auch der Grund, weshalb Versorger A die empfohlenen Richtwerte bezüglich Wasserverluste einhält bzw. unterbietet.

Im Gegensatz dazu hat Versorger D - wirtschaftlich betrachtet - nicht die zwingende Notwendigkeit Reparaturen möglichst frühzeitig durchzuführen, da das Verhältnis von Gestehungskosten der Wasserverlustmenge zu Reparaturkosten sehr klein ist. Die Leckortung erfolgt hier deshalb nach Bedarf, wobei sie in den höher gelegenen Druckzonen eine weitaus größere Priorität darstellt, da das Trinkwasser diesen Zonen durch Pumpenergie zugeführt werden muss. Trotzdem sollten die realen Verluste so weit gesenkt werden, dass mindestens der DVGW-Richtwert eingehalten wird. Gleichzeitig würde der längenbezogene betriebsspezifische Wasserverlust q_v $0,17 \text{ m}^3/(\text{km} \times \text{h})$ betragen und der ILI einen Wert von 3,47 - wobei dieser relativ hohe Wert in erster Linie aufgrund des niedrigen durchschnittlichen Betriebsdruckes verursacht wird.

4.6.1. Strategien und Maßnahmen, um die realen Verluste der untersuchten Wasserversorger auf einen konstant niedrigen Level zu halten

Versorger A und B verfolgen eine ausgeglichene und erfolgreiche Strategie Wasserverlusten innerhalb des Versorgungsnetzes entgegen zu wirken.

Für eine effiziente Verlustreduzierung benötigt man neben erfahrenem Personal zur Lecksuche und Geräten, mit denen man Schadensstellen jeder Art und unter allen möglichen Bedingungen punktgenau lokalisieren kann, in erster Linie ein funktionierendes Überwachungssystem, um festzustellen, ob neue Leckstellen hinzugekommen sind.

Im Fall von Versorger C ist das aktuelle Druckzonenmanagement alleine nicht ausreichend. Die größte Druckzone erstreckt sich über 348 km Leitungslänge und es ist somit mit den vorhandenen Einrichtungen sehr schwierig zu erkennen, ob innerhalb dieser Zone neue Leckstellen hinzugekommen sind; ebenso benötigt man für die punktgenaue Ortung um ein Vielfaches länger als wenn man in kleineren Teilgebieten suchen würde.

Aus diesem Grund ist es sinnvoll diese Druckzone in mehrere Messzonen aufzugliedern. Die dafür notwendigen Investitionskosten hängen vom Planungsaufwand und der Anzahl der Messzonen, der notwendigen Erweiterung des Prozessleitsystems etc. ab. Aufgrund fehlender Informationen sind diesbezüglich Kosten über 500.000 € zu erwarten, wobei dieser Wert in Anlehnung der Kosten zur Messzoneneinrichtung der anderen Versorgungsgebiete, geschätzt wurde. Vergleichsweise betrug der finanzielle Aufwand für den Aufbau eines Messzonenmanagements von Versorger B 500.000 € (Anschaffungsjahr 1996) und für Versorger D 330.000 € im Jahr 1999.

Es besteht jedoch auch die Möglichkeit Geräuschpegelmessgeräte mit Funkloggern in dieser großen Druckzone anzubringen. Dabei kann man in Abhängigkeit der verlegten Rohrleitungsmaterialien (71 % der Transport- und Verteilungsleitungen bestehen aus metallischen Leitungen) mit einem Bedarf von 3 Geräuschpegelmessgeräten pro km Leitungslänge ausgehen. Somit werden in Summe 1.044 Stück benötigt. Laut Anfrage bei der Firma IMT Messtechnik beträgt der Preis pro Gerät ab einer Absatzmenge von 1.000 Stück 300 € und die erforderliche Auswertesoftware, welche für bis zu 4.000 Logger geeignet ist, 5.900 €.

Falls die Datenerhebung vom Versorgungsunternehmen selbst durchgeführt wird, reicht eine Empfängereinheit. Dabei sollte man jedoch beachten, dass das Abfahren der 348 km Wasserleitung in einem Stadtgebiet einige Zeit in Anspruch nimmt. Deshalb wäre es geschickter, mit mehreren Empfängereinheiten, welche in den Fahrzeugen der Abfallentsorgung mitgeführt werden, zu arbeiten. Die wöchentliche Auswertung und Aktualisierung der gespeicherten Geräuschpegelwerte stellt einen erheblichen Vorteil dar, da auf diese Weise die Laufzeit möglicher Leckstellen verkürzt wird. Bei einer angenommenen Menge von 6 Stück macht der Preis einer Empfangsanlage 3.800 € aus. Der Aufwand der Gerätebeschaffung würde sich somit auf 341.900 € belaufen. Dazu kommen noch die Personalkosten für den Einbau der Datenlogger im Leitungsnetz, welche mit 20.900 € kalkuliert wurden. Insgesamt beträgt der finanzielle Aufwand zur Einführung der Überwachung dieser Zone mit Geräuschpegelmessgeräten welche mit Funkloggern ausgestattet sind, rund 363.000 €.

Mit diesen beiden Möglichkeiten der Überwachung wird Versorger C nun auf neu hinzugekommene Leckstellen sofort aufmerksam gemacht. Durch aktive Leckortung in diesen eingeschränkten Teilbereichen und sofortige Reparaturmaßnahmen kann die Wasserverlustrate effizient gesenkt und auf einem niedrigen Level gehalten werden.

Versorger D, dessen Überwachungssystem aus einem Druckzonen- und 1999 eingeführten Messzonenmanagement besteht, erkennt neu hinzugekommene Leckagen innerhalb des Versorgungssystems aufgrund täglicher Kontrolle des minimalen Nachtverbrauches so rasch wie möglich. Die Leckstellen werden anschließend durch Abhören der Rohrleitung an entsprechenden Kontaktstellen mittels Horchdosen auf kurze Rohrabschnitte eingegrenzt. Wegen nicht vorhandener Geräte zur punktgenauen Ortung wird diese Suchtätigkeit an Lecksuchfirmen vergeben. Diesbezügliche Kosten der detaillierten Leckortung beliefen sich in den Jahren 2002 - 2004 im Schnitt auf rund 7.000 €.

Um Leckagen selbstständig, und somit unabhängig von Leckortungsunternehmen aufspüren zu können, ist die Anschaffung eines Korrelators oder zumindest eines Kombinationsgerätes - bestehend aus Bodenmikrofon und Teststab - inklusive einer Einschulung der Lecksuchmannschaft notwendig.

Die Anschaffungskosten für eine tragbare Korrelatoranlage in Grundausstattung inklusive Software und Alukoffer mit einem zusätzlichen 2. Funksender belaufen sich laut Preisauskunft von:

Hr. Schermann - Schermann GmbH., A-2401 Fischamend, Friedhofstrasse 5

Hr. J. Ibounig – IMT Messtechnik, A-9162 Strau, Strau 27

zwischen 7.600 € und 8.000 €.

Eine Abhorchausrüstung in der Ausführung mit automatischer Messwertspeicherung, Schleppwertanzeige und Kopfhörerübersteuerungsschutz mit einem Taststab und zwei Bodenmikrofonen im Alukoffer kostet zwischen 3.100 € und 4.000 €.

4.7. Internationaler Überblick

Um einen internationalen Überblick zu verschaffen, sind Ergebnisse von Untersuchungen, die in England und Wales, Australien, Südafrika, den USA und Kanada getätigt wurden, zusammengefasst. Es wurden pro Untersuchungsgebiet von 20 bis 27 Wasserversorgungsunternehmen der Infrastruktur-Verlust-Index ermittelt und davon der Durchschnitt bzw. der Median errechnet. Es ist interessant zu beobachten, dass in Industriestaaten niedrige ILI-Werte erzielt werden, während in Entwicklungsländern, wie z.B. Südafrika, die ILI-Werte generell um einiges höher liegen.

Der Abbildung 4.6 ist zu entnehmen, dass die Ergebnisse in den USA und Kanada in einem großen Bereich schwanken und einige Wasserversorger einen hohen ILI-Wert und somit hohe reale Wasserverluste besitzen. Es gibt einige mögliche Erklärungen, weshalb es in den verschiedenen Ländern so unterschiedliche Entwicklungen zu verzeichnen gibt. Der Wasserpreis und die strikte Regelung seitens der Behörden sind zwei mögliche Schlüsselfaktoren. In England sanken die Wasserverlustmengen, indem allen Wasserversorgungsunternehmen von der OFWAT-Behörde Zielvorgaben hinsichtlich der realen Verluste auferlegt wurden. Australien scheint diesen Weg ebenfalls eingeschlagen zu haben, wobei zu beachten ist, dass es sich laut M. Eisenwirth (2000) um verhältnismäßig neue Versorgungssysteme handelt und sich die relativ niedrigen ILI-Werte somit erklären lassen. Trotz der Wasserknappheit in Südafrika ist das Wasser relativ billig. Die momentane politische Situation des Landes erschert die Bemühungen Wasserverluste zu reduzieren, da in einigen Gebieten ein genereller Unwille zur Bezahlung des Wassers herrscht, bzw. die Regierung eine gewisse Wassermenge pro Haushalt im Monat kostenlos zur Verfügung stellt. Dies fördert wahrscheinlich nicht das nachhaltige Wirtschaften mit der Ressource Wasser, und wie man der Abbildung 4.8 entnehmen kann, ist der ILI-Wert in vielen Gebieten sehr hoch (McKenzie R. & Seago C., 2005).

Obwohl in Österreich genügend Wasservorräte in einwandfreier Qualität zur Verfügung stehen, keine gesetzlichen Auflagen bezüglich der Erreichung festgelegter Richtwerte auferlegt sind, wird mit dem „Gut Wasser“ sorgfältig umgegangen.

Aus den berechneten ILI-Werten der untersuchten österreichischen Wasserversorgungsunternehmen ergibt sich ein Median von 2,91 und ein durchschnittlicher Wert von 2,88. Damit befindet sich Österreich im internationalen Vergleich im vorderen Mittelfeld.

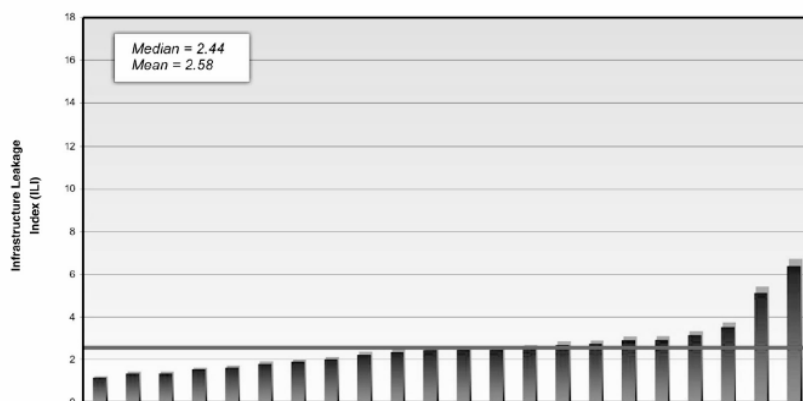


Abbildung 4.5: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus England und Wales (McKenzie R. & Seago C., 2005)

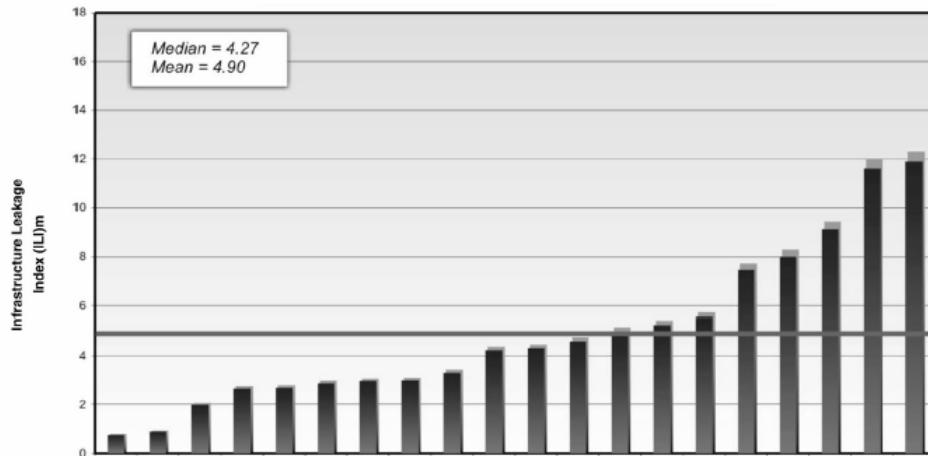


Abbildung 4.6: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus den USA und Kanada (McKenzie R. & Seago C., 2005)

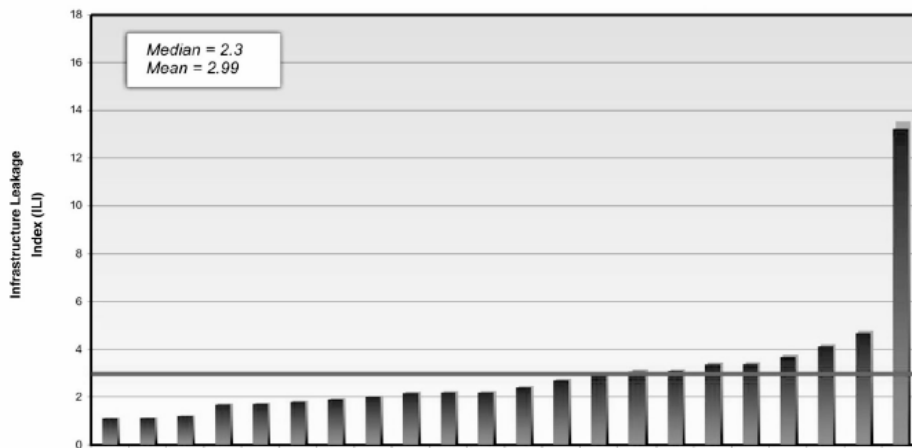


Abbildung 4.7: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus Australien (McKenzie R. & Seago C., 2005)

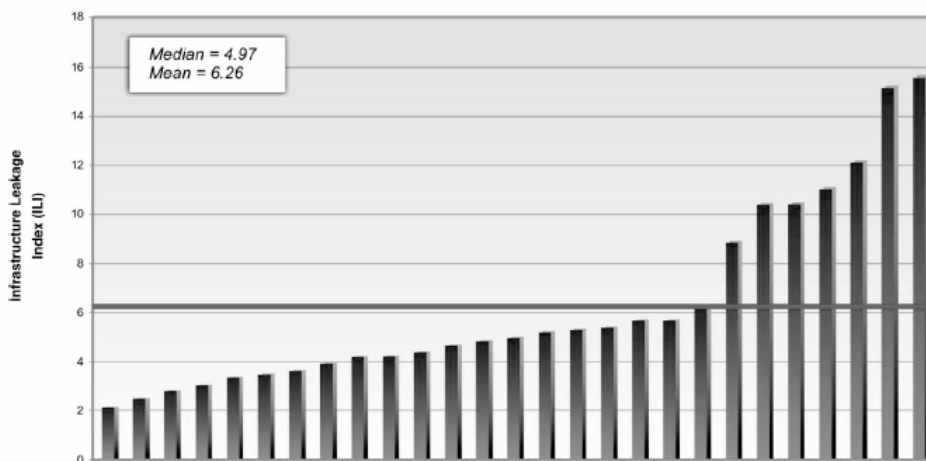


Abbildung 4.8: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus Südafrika (McKenzie R. & Seago C., 2005)

5. Zusammenfassung

Aus technischen, wirtschaftlichen und ökologischen Gründen, sowie aus Gründen der Sicherheit müssen Trinkwasserverteilnetze ständig überwacht werden. Eine Hauptaufgabe dabei ist die Reduzierung und Vermeidung von Leckstellen im Rohrnetz, die zu Wasserverlusten führen. Wichtig sind die so genannten realen Verluste, welche durch Mängel oder Schäden am Versorgungsnetz und den Anschlussstellen verursacht werden.

Zu Beginn einer sinnvollen Wasserverlustbekämpfung steht für ein Wasserversorgungsunternehmen die quantitative Ermittlung der Wasserverluste. Hier werden die Ableitung aus einer Wassermengenbilanz, in der Regel der Jahresmengenbilanz, sowie die Ermittlung aus den stündlichen Nachtverbrauchsmessungen als kontinuierliche Zuflussmessung (Nachtmindestverbrauchsmessung, Nachtzuflussmessung), oder auch aus der Messung des Nullverbrauchs (Momentan oder Kurzzeitmessung) angewandt. Weiters besteht die Möglichkeit mittels Geräuschpegelmessgeräten mit Funkloggern auf Undichtheiten im Netz aufmerksam zu werden.

Für eine erfolgreiche Verluststrategie ist letztlich das Auffinden, d.h. Orten der Leckagen von entscheidender Bedeutung. Um Leckstellen im Rohrnetz punktgenau lokalisieren zu können, sodass keine zusätzlichen Kosten infolge von Fehlgrabungen im Zuge der Reparaturmaßnahmen verursacht werden, werden heute 3 Verfahren erfolgreich angewandt. Dem elektro-akustischen Verfahren und der Korrelationsmethode liegt dabei das Geräusch des austretenden Wassers zugrunde, die Tracergasmethode ist für die Ortung kleinster Leckstellen geeignet, bzw. wird an Leitungen, die sich im Grundwasser befinden, und deshalb kein Leckgeräusch verursachen, verwendet.

In einer Untersuchung von vier vergleichbaren Wasserversorgungsunternehmen in Österreich, wurden die Tätigkeiten und Strategien der Wasserverlusterkennung und –bekämpfung, sowie die erzielten Verlustwerte analysiert.

Es gibt mehrere Varianten Wasserverluste darzustellen, wobei die österreichische und deutsche Vereinigung für Gas und Wasserfach (ÖVGW, DVGW), wie auch die International Water Association (IWA) diesbezüglich Kennwerte definieren und Richtwerte empfehlen. Dabei werden einerseits unterschiedlichste Einflussfaktoren, wie z.B. die spezifische Wasserabgabe, die Bodenart, in der Leitungen verlegt sind, die spezifische Rohrnetzeinspeisung etc., welche sich positiv oder negativ auf den ermittelten Verlustrichtwert eines Versorgungsunternehmens auswirken, und andererseits die Netzstruktur, die in die Berechnung der vorhandenen Verlustkennwerte unterschiedlich eingeht, berücksichtigt.

Aus diesem Grund ist es möglich, trotz Erreichen eines definierten Richtwertes gleichzeitig andere empfohlene Verlust-Richtwerte zu überschreiten. Deshalb sollte man, um mehrere Wasserversorgungsunternehmen objektiv bezüglich ihrer vorhandenen Wasserverluste beurteilen und klassifizieren zu können, alle Einflussparameter berücksichtigen.

Da einzig in dem von der IWA verwendeten Infrastruktur-Verlust-Index (ILI) der durchschnittliche Betriebsdruck in die Berechnung eingeht, wurde ermittelt, in welcher Weise dieser den ILI-Wert beeinflusst, bzw. wie sensibel der ILI auf eine Änderung des vorhandenen durchschnittlichen Betriebsdruckes in einem Trinkwasserversorgungssystem reagiert.

Dabei wurde festgestellt, dass ein Anstieg des durchschnittlichen Betriebsdruckes den ILI verringert und somit positiv beeinflusst, obwohl sich dadurch die aus den Leckagen ausströmende reale Wasserverlustmenge erhöht, wodurch zugleich die nach ÖVGW - Richtlinie W 63 und DVGW – Arbeitsblatt W 392 errechneten Verlustkennzahlen ansteigen. Daraus erkennt man, dass eine sinnvolle Verkleinerung der vorhandenen Verlustkennzahlen aller möglichen Darstellungsvarianten einzig durch eine Reduzierung der realen Wasserverlustmenge möglich ist.

Obwohl in Österreich keine gesetzlichen Auflagen bezüglich der Erreichung festgelegter Richtwerte auferlegt sind, sind österreichische Wasserversorgungsunternehmen dennoch bestrebt, Wasserverluste im Versorgungsnetz so gering wie möglich zu halten.

Eine kurzfristige wirtschaftliche Betrachtung wird in Österreich meist negativ ausfallen, da aufgrund der niedrigen Gestehungskosten die Ersparnis durch Wasserverlustreduzierung im Vergleich zu Anschaffungskosten zur Leckstellenerkennung und Geräten zur detaillierten Lecksuche, inklusive den notwendigen Reparaturkosten, gering ist. Beachtet man allerdings den progressiven Anstieg der Wasserverluste bei gleich bleibenden Anschaffungs- und Ortungskosten, wird mit jedem verstrichenen Jahr ohne Suche und ohne Schadensbehebung der Verlust immer größer. Langfristig ist somit eine Investition sehr wohl wirtschaftlich argumentierbar. In Ländern mit hohen Gestehungskosten ist eine Investition in die Lecksuche bereits früher rentabel.

Weiters sollte man beachten, dass wenn auf längere Sicht nicht in das Versorgungssystem investiert wird um Wasserverluste zu reduzieren, Versorgungsengpässe, hygienische Probleme bis zum totalen Versagen der Wasserversorgung möglich sind.

Literaturverzeichnis

- BENEKE, H. (2000): Lexikon der Korrosion und des Korrosionsschutzes, Vulkan-Verlag, Essen, ISBN 3-8027-2918-8
- CAMMENGA, H. K.; J. DAUM, C. GLOISTEIN, U. GLOISTEIN, A. STEER, B. ZIELASKO (1996): Bauchemie: Eine Einführung in das Studium, Fachbücher der Technik, ISBN 3-528-07711-5, Verlag Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden
- DIN 1054 (2005): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- DIN/ISO 4064 Teil 1 , Fehlergrenzen bei Wasserzähler
- DIN 50900 Teil 2 (2002): Korrosion der Metalle – Begriffe
- DVGW – Arbeitsblatt W 392 (2003): Rohrnetzinspektion und Wasserverluste – Maßnahmen, Verfahren und Bewertungen
- EISWIRTH, M. (2000): Leckortung – künftige Herausforderungen und Lösungen; EntsorgungsPraxis 2000, 18 Heft 6 Seite 52 -57
- FELDTMANN, G. (1985): Wassermessung – Wasserverluste. Rohre, Rohrleitungsbau, Rohrleitungstransport; 3R international Jg.24 Heft 1/2 Seite 33 – 39
- FIRMENSCHRIFT SEWERIN: Rohrnetz aktuell
- FRANZ, J. (2003): Handbuch der Wasserlecksuche, Würzburg, September 2003
- GAN K., BEATON R. (2004): Applying an Appropriate Leakage Indicator, WSSA Journal November 2004
- GÖCKEL, B. (1985): Gedanken zum Thema Wasserverluste“, gwf Jg.126 Heft 10 Seite 528 -530
- GRAßHOFF, H.; P. SIEDEK, R. FLOSS (1982): Teil 1, Boden und Fels, Gründungen, Stützbauwerke, Handbuch Erd- und Grundbau, ISBN 3-8041-1742-2, Werner-Verlag, Düsseldorf
- HICK, H. (1986): Theoretische Aspekte und physikalische Grenzen der Korrelationstechnik zur Ortung von Leckstellen in Wasserleitungen, österreichisches Forschungszentrum Seibersdorf Ges.m.b.H.
- HOCH, W. (1987): Zuflussmessungen und Zuflussauswertungen nach dem Streubreitenverfahren zur Früherkennung von Leckstellen in Wasserrohrnetzen, ISBN 3-486-26356-0, Kommissionsverlag R. Oldenbourg, München
- HOCH, W. (1986): Zuflussanalyse in großen Wasserversorgungssystemen; 3R international Jg.25 Heft 1/2 Seite 59- 64
- HOCH, W. (1999): Kontinuierliche Verlustanalyse in Netzen; Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft Technische Universität München 1999 Nr.150
- HOFMANN, F. (2003): Grundlagen magnetisch induktiver Durchflussmessung, Krone Messtechnik GmbH. & CO.KG Duisburg

- HOFMANN, F. (2000): Grundlagen der Ultraschall-Durchflussmessung für den industriellen Einsatz, Krone Messtechnik GmbH. & CO.KG Duisburg
- HOGREFE, W. (1994): Handbuch der Durchflussmessung, Fischer & Porter GmbH, Göttingen
- IWA blue pages (2000): Losses from Water Supply Systems - Standard Terminology and Recommended Performance Measures
- JÄCKLE, E. (1985): Ortungsgeräte und Verfahren zur Lecksuche, 8. Wassertechnisches Seminar in Darmstadt an der technischen Hochschule in Darmstadt, ISBN 3-923419-17-1
- KAWAN, H. (1983): Praktische Maßnahmen zur Beeinflussung der „Wasserverluste“; gwf Jg. 124 Heft 2 Seite 67-73
- KOTTMANN, A., W. Schubert (1981): Über die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Druckwellen in Wasserleitungen aus Kunststoffrohren bei verschiedenen Temperaturen, 3 R international Jg.20 Heft 4 Seite 184 - 193
- KRÖFGES, W., (2002): Erkundungspflicht – „Schadensvermeidung bei Bauarbeiten im Bereich von Leitungsanlagen“; bbr 12/2002 53. Jahrgang, Seite 14-18
- LAMBERT, A.O. (2001): What do we know about pressure: Leakage Relationships in Distribution Systems
- LIEMBERGER, R. (2005): ILI: "smarter" Wasserverlust-Indikator der IWA; aqua press international 3/2005
- LIEMBERGER, R. (2005): Wasserbilanz und Wasserverlust-Indikatoren; aqua press international 2/2005
- McKenzie R. & Seago C. (2005): Water Supply Vol 5 No 1 pp 33-40 IWA Publishing 2005
- MÖHLEN, K. (1999): Lehr- und Handbuch Wasserversorgung Bd. 2 „Wassertransport und Verteilung“, Hrsg. DVGW,
- MUTSCHMANN & STIMMELMAYR (2002): Taschenbuch der Wasserversorgung, 13. Auflage, ISBN 3-528-12554-3, Verlag Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden
- NIEMEYER, R.G.; K.P. GILLES, B. RIGGERS (1994): Reduzierung von Wasserverlusten in Trinkwasserversorgungssystemen in Entwicklungsländern, Weltforum Verlag, Köln, (Forschungsbericht des Bundesministeriums für wirtschaftliche Zusammenarbeit und Entwicklung), ISBN 3-8039-0421-8
- ÖNORM B 2533 (2004): Koordinierung unterirdischer Einbauten - Planungsrichtlinien
- ÖVGW – Richtlinie W 63 (1993): Wasserverluste in Versorgungsnetzen, Anschlussleitungen und Verbrauchsleitungen
- PEARSON, D. (2002): Testing the UARL & ILI approach using a large UK Data Set
- RIEHLE, R. (1999): Moderne Leckortungsverfahren an Fern- und Verteilungsanlagen; Qualitative und Quantitative Analyse von Rohrleitungssystemen in der Trinkwasserversorgung; Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft Technische Universität München 1999 Nr. 150

ROSCHER, H. u. a. (2000): Praxis-Handbuch, Sanierung städtischer Wasserversorgungsnetze, 1. Auflage, ISBN 3-345-00717-7, Verlag Bauwesen, Berlin

STEIN, D. (2003): Grabenloser Leitungsbau, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG, Berlin, ISBN 3-433-01778-6

Trinkwasserverordnung BGBl. II Nr.304/2001

Wasserrahmenrichtlinie (2002)

WEIMER, D. (1999): Technische und wirtschaftliche Bewertungskriterien für Wasserverluste; gwf Jg.149 Heft 13 Seite 83 - 90

(www.trotec.de/trade/produkte/leckortung/D.2.03.06.70-wasserstoff_lecksuchgeraet.html, 06.04.2005)

Tabellen- und Abbildungsverzeichnis

Tabelle 2.1: Anlaufwerte für Wasserzähler (Kawan H., 1983)	12
Tabelle 2.2: Ermittlung der Wasserverluste mittels Jahresbilanz lt. ÖVGW-W 63, (1993).....	14
Tabelle 2.3: Wassermengenbilanz laut DVGW-Arbeitsblatt W 392, (2003)	15
Tabelle 2.4: Beispiel zur Berechnung der realen Wasserverluste q_{VR} nach DVGW-W 392, (2003)	15
Tabelle 2.5: Metrologische Klassen nach ISO 4064 Teil 1 für Kaltwasserzähler	19
Tabelle 2.6: IWA Water Balance (Gan K., Beaton R., 2004).....	28
Tabelle 2.7: Zusammenstellung der Koeffizienten des unvermeidlichen durchschnittlichen realen Wasserverlustes (Pearson P., 2002).....	30
Tabelle 2.8: Berechnung des ILI-Wertes am Beispiel einer deutschen Stadt im Jahr 1997, (IWA the blue pages, October 2000)	30
Tabelle 2.9: Prozentsätze der Auslaufmenge bei Wasserdruck von x bar im Verhältnis zu 5 bar Wasserdruck, (Mutschmann & Stimmelmayer, 2002)	33
Tabelle 2.10: Richtwerte für reale Wasserverluste in Rohrnetzen in $m^3/(km \times h)$ nach DVGW Arbeitsblatt W 392 (2003).....	35
 Tabelle 3.1: Zusammenhang zwischen Schallgeschwindigkeit und Laufzeitdifferenz	58
 Tabelle 4.1: Dokumentation des Nachtverbrauches in den einzelnen Messzonen im Jahr 2004.....	66
Tabelle 4.2: Erklärung der Ermittlung der Teilfaktoren des Rankings in Tabelle 4.3, gezeigt am Beispiel des Versorgers C	73
Tabelle 4.3: Ranking der untersuchten Versorgungsunternehmen bezüglich der Einhaltung der definierten Richtwerte.....	73
Tabelle 4.4: Tatsächliche Verluste und UARL bei einem durchschnittlichen Betriebsdruck von 40m und 50m.....	75
Tabelle 4.5: Ausgangsdaten der 4 Wasserversorger, welche den ILI-Wert beeinflussen	78
Tabelle 4.6: Veränderung der ILI-Werte aufgrund der Anpassung der Eingangsfaktoren an die des Versorgers A	78
Tabelle 4.7: Zusammenstellung des finanziellen Aufwandes zur Richtwerteinhaltung nach ÖVGW-W 63.....	81
Tabelle 4.8: Zusammenstellung des finanziellen Aufwandes zur Richtwerteinhaltung nach DVGW-W 392	82
 Abbildung 2.1: Periodische Ganglinien der monatlichen Bodenfeuchte und der Rohrbrüche an Graugussleitungen (Hoch W., 1986)	6
Abbildung 2.2: Fehlerkurve, Messbereich und Messfehlergrenzen der Hauswasserzähler (Feldtmann G., 1985)	11
Abbildung 2.3: Mehrstrahl-Flügelradzähler (Möhlen K., 1999).....	17
Abbildung 2.4: Woltmanzähler Typ WS (Hogrefe W., 1994).....	18
Abbildung 2.5: Woltmanzähler Typ WP (Hogrefe W., 1994)	18
Abbildung 2.6: Prinzip des magnetisch - induktiven Durchflussmessers (Hogrefe W., 1994).....	20
Abbildung 2.7: Einschnürung an der Messstelle des MID (Hogrefe W., 1994)	21
Abbildung 2.8: Druckverlust bei Rohreinschnürung (Hogrefe W., 1994).....	22
Abbildung 2.9: Schema des Laufzeitverfahrens (Hogrefe W., 1994)	23
Abbildung 2.10: Beispiel für die Darstellung von Wasserverlusten (Hochschulte H., 1985) ...	25

Abbildung 2.11: Die vier Komponenten einer erfolgreichen Verlust-Management-Strategie (Liemberger R., 2005)	27
Abbildung 2.12: Beziehung zwischen durchschnittlichem Betriebsdruck und Wasser- austrittsvolumen in Abhängigkeit des Rohrleitungsmaterials (Lambert A.O., 2001)...	29
Abbildung 2.13: Richtwerte für den längenbezogenen Wasserverlust (ÖVGW–W 63, 1993)	34
Abbildung 3.1: Nachtzufluss der Zone Kanonenweg (Hoch W., 1999)	38
Abbildung 3.2: Prinzip der Überwachung von Teilzonen mit mobilen Messeinrichtungen (Hoch W., 1999)	40
Abbildung 3.3: Schematischer Ablauf einer Nullverbrauchsmessung (Niemeyer R.G. et al., 1994)	41
Abbildung 3.4: Ausschnitte von Zuflussganglinien bei hohem und niedrigem Verbrauch (Hoch W., 1989)	42
Abbildung 3.5: Zusammenhang zwischen mittleren Wasserverbrauch und Streubreite der Zuflusswerte (Hoch W., 1989)	43
Abbildung 3.6: Beispiel für die Auswertung einer Zuflussganglinie nach dem Streubreiten- verfahren (Hoch W., 1989)	44
Abbildung 3.7: Schallausbreitung des Leckgeräusches (Firmenschrift Sewerin).....	47
Abbildung 3.8: Schallausbreitung in unterschiedl. Rohrleitungen (Firmenschrift Sewerin)	48
Abbildung 3.9: Vorortung einer Leckstelle mit dem Teststab (Firmenschrift Sewerin)	50
Abbildung 3.10:Schleppzeiger-Funktion als digitale Anzeige am Display (Prospekt Aquaphon, Fa Sewerin).....	50
Abbildung 3.11: Prinzip der Lokalisation mit dem Bodenmikrofon (Firmenschrift Sewerin) ...	51
Abbildung 3.12: Leckortung an metallischen Rohren (Firmenschrift Sewerin).....	52
Abbildung 3.13: Defekter Leitungsabschnitt mit einer Leckstelle in Punkt D und "rauschenden" Armaturen in A, B und C (Sewerin P., 1987).....	55
Abbildung 3.14: Theoretische Schallgeschwindigkeit verschiedener Rohrmaterialien, (Riehle R., 1999)	57
Abbildung 4.1: ILI-Werte der vier untersuchten Wasserversorgungsunternehmen.....	72
Abbildung 4.2: Darstellung des Verlaufes des UARL, realen Wasserverlustes und dessen Trendlinie der vier untersuchten Wasserversorgungsunternehmen in Abhängigkeit des durchschnittlichen Betriebsdruckes	75
Abbildung 4.3: Anstieg der Differenz von UARL-Geraden und der tatsächlichen Verlustgeraden	76
Abbildung 4.4: ILI-Werte der vier untersuchten Versorgungsunternehmen in Abhängigkeit des durchschnittlichen Betriebsdruckes	76
Abbildung 4.5: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus England und Wales (McKenzie R. & Seago C., 2005)	85
Abbildung 4.6: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus den USA und Kanada (McKenzie R. & Seago C., 2005)	86
Abbildung 4.7: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus Australien (McKenzie R. & Seago C., 2005)	86
Abbildung 4.8: Erzielte ILI von Wasserversorgern aus Südafrika (McKenzie R. & Seago C., 2005)	86

6. Anhang



Fragenbogen



Name des Wasserversorgungsunternehmen:

statistische Daten zur Netzstruktur:

Rohrleitungslänge Gesamt in km:

Zubringer- bzw. Transportleitungen in km:

Verteilungsleitungen in km:

Anschlussleitungen in km:

Rohrmaterial in km:

Guss:

Stahl:

Faserzement:

Kunststoff:

Sonstige:

In welchen Böden sind die Leitungen vorwiegend verlegt?

Zutreffendes bitte ankreuzen!

- ☐ Ton, Schluff
- ☐ Sand Ton gemischt
- ☐ Sand
- ☐ Kies
- ☐ Fels

Wie hoch ist der durchschnittliche Betriebsdruck im Versorgungsnetz?

--

2002

2003

2004

Wieviele Einwohner wurden versorgt?

--	--	--

Anzahl der Hausanschlüsse?

--	--	--

Gesamtmenge der Eigenförderung in 1000 m³

--	--	--

Eigenförderung Quellwasser in % der Gesamtfördermenge

--	--	--

Eigenförderung Grundwasser in % der Gesamtfördermenge

--	--	--

Eigenförderung Oberflächenwasser in % der Gesamtfördermenge

--	--	--

Kaufen Sie Wasser zu? ☐ ja ☐ nein

2002

2003

2004

Wenn ja, Volumen in 1000 m³/Jahr?

--	--	--

Zu welchen Einkaufspreis bezogen Sie die
Fremdbezugswassermenge in €/m³ ?

--	--	--

Verkaufen Sie Wasser an andere Wasserversorger? ☐ ja ☐ nein

2002

2003

2004

Wenn ja, Volumen in 1000 m³/Jahr?

--	--	--

Zu welchem Preis verkauften Sie diese Wassermenge
in €/m³? (Bitte Angabe, ob mit UST oder nicht!)

--	--	--

Wie hoch war die ins Netz eingespeiste Wassermenge in m³?

--	--	--

Wie hoch war die unentgeltliche Abgabe nach DVGW-W 392 in m³/Jahr?

--	--	--

Wirtschaftliche Angaben zum Unternehmen

Investitionskosten in € für die Erweiterung des Leitungsnetzes in €?

2002

2003

2004

--	--	--

Wie hoch waren die jährlichen Investitionskosten für geplante Erneuerungsarbeiten des Leitungsnetzes?

--	--	--

Wie hoch waren die Kosten für Reparaturmaßnahmen am Leitungsnetz?

--	--	--

Wie hoch waren die Kosten der Haftpflichtversicherung zur Abdeckung von Schäden und Folgeschäden durch Rohrgebrennen?

--	--	--

Hat sich die Prämie infolge von Rohrgebrennen erhöht?

ja
☐

nein
☐

Wird die ständige Wasserlecksuche in der Prämie positiv berücksichtigt?

ja
☐

nein
☐

statistische Daten zum Wasserverlust

Schätzwert der ungemessenen Abgabe in m³/Jahr?

2002

2003

2004

--	--	--

Wie hoch war der tatsächliche / reale Wasserverlust der durch Mängel und Schäden am Leitungsnetz verursacht wurde in m³/Jahr?

--	--	--

Wie hoch war der scheinbare Wasserverlust nach DVGW-W 392 in m³/Jahr?

--	--	--

Wie hoch war die an die Verbraucher abgegebene Menge und gezählter Verbrauch m³/Jahr?

--	--	--

Werden Wasserentnahmen für Zwecke:

- Eigenbedarf (Spülungen nach Neuverlegungen und nach Rohrschäden, Druckprüfungen und Behälterreinigungen, Entleerungen von Leitungen ...)
- der Strassenreinigung
- Bewässerungszwecke (z.B. für städtische Grünflächen)
- Übungen der Feuerwehr

gemessen

geschätzt

☐☐☐☐☐☐☐☐

Ab welchen Verlustmengen werden Massnahmen (Lecksuche mit anschl. Reparatur) gesetzt?

Angabe in m³/Jahr:

 m³/Jahr

Angabe in % zur eingespeisten Menge:

 %

Auf welchen Minimalwert reduzieren Sie Wasserverluste? (Wo befindet sich die untere Schwelle, ab deren Erreichen Sie Leckagen nicht mehr suchen?)

2002

2003

2004

in % der eingespeisten Wassermenge

als längenbezogener Wasserverlust in m³/km*h

Wird ständig nach Leckstellen im Netz gesucht oder geschieht dies nach Bedarf?

ständig

☐

nach Bedarf

☐

Überwachung des Leitungsnetzes

Wie erkennen Sie, dass neue Leckagen im Netz hinzugekommen sind?

Zutreffendes bitte ankreuzen!

- ☐ aus Beobachtungen der Durchflussmessung am Hochbehälter
- ☐ Nachtmindestverbrauchsmessung bei Aufteilung großer Druckzonen in einzelne Messzonen
- ☐ Nullverbrauchsmessung mit mobilen Messeinrichtungen
- ☐ Geräuschpegelmessgeräte mit Funklogger
- ☐ Durchflussmessungen von Druckzone zu Druckzone

Mit welchen Geräten messen Sie die Rohrnetzeinspeisung am Hochbehälter?

Zutreffendes bitte ankreuzen!

- ☐ magnetisch induktive Durchflussmesser
- ☐ ultraschall Durchflussmesser
- ☐ Woltmann Wasserzähler
- ☐ Sonstige

Beschreibung:

Wieviele **Messzonen** haben Sie?

--

min

max

Wie groß sind die Messzonen in km Leitungslänge?

--

--

Wieviele Einwohner werden in den jeweiligen Zonen versorgt?

--

--

In welchem Jahr wurde das Leitungsnetz in Messzonen eingeteilt?

--

Wie hoch war der finanzielle Aufwand in € dafür?

--

Mit welchen Messgeräten werden die Wassermengen der einzelnen Messzonen erfasst?

Wieviele Messgeräte sind zur Wassermengenerfassung der einzelnen Messzonen eingebaut?

--

Wieviele **Druckzonen** haben Sie?

--

Wie messen Sie den Zufluss in die einzelnen Druckzonen?

min

max

Wie groß sind die Druckzonen in km Leitungsnetz?

--

--

Wieviele Einwohner werden in den jeweiligen Druckzonen versorgt?

--

--

Wie hoch waren die Anschaffungskosten für Ihr Prozessleitsystem in €?

In welchem Jahr wurde diese Anschaffung getätigt?

Kosten der lfd. Überwachung der Wasserverluste

2002

2003

2004

- Personal

--	--	--

Kosten für die Erneuerung bzw. Reparatur und Wartung der Geräte
zur lfd. Überwachung der WV (z.B. Durchflussmesser, Druckmesser etc.)

--	--	--

Ortung der Leckagen

Machen Sie die Leckagenortung selbst oder geschieht dies durch eine Fremdvergabe?

Zutreffendes bitte ankreuzen!

- ☐ Eigenleistung
☐ Fremdleistung

Welche Verfahren zur punktgenauen Ortung werden als **Eigenleistung** erbracht?

Zutreffendes bitte ankreuzen!

- ☐ Horchdose
☐ elektro-akustische Verfahren
☐ Korrelator
☐ Geräuschpegelmessgeräte
☐ Tracergasmethode

Wieviele Fahrzeuge / Messbusse haben Sie zur Lecksuche?

In welchen zeitlichen Abständen werden die Fahrzeuge ausgetauscht?

2002

2003

2004

Was kostete die detaillierte Leckortung im Leitungsnetz in €/Jahr?

--	--	--

Bieten Sie die Wasserverlustreduzierung bzw. Leckagenortung auch als Fremdleistung anderen WVU an?

ja nein
☐ ☐

Welche Verfahren zur punktgenauen Ortung werden durch **Fremdleistung** erbracht?

Zutreffendes bitte ankreuzen!

- ☐ Horchdose
- ☐ elektro-akustische Verfahren
- ☐ Korrelator
- ☐ Geräuschpegelmessgeräte
- ☐ Tracergasmethode

Wie wird bei Fremdvergabe abgerechnet?

- ☐ Abrechnung nach tatsächlichen Aufwand
- ☐ Pauschalpreis
- ☐ sonstiges

Beschreibung

Ist eine **Grabungsgewähr** (d.h. im Falle einer Fehlgrabung wird nochmals kostenlos gesucht sowie die Kosten dieser Fehlaufgrabung übernimmt der Anbieter) festgelegt?

ja nein
☐ ☐

Ist eine **Senkungsgewähr** (d.h. vertragliche Vereinbarung um welchen Betrag die Verluste gesenkt werden müssen. Entscheidend ist Erfolg!) vereinbart?

ja nein
☐ ☐

Allgemeine Fragen zu Wasserverlusten

Ab welcher Austrittsmenge in l/s ist es Ihrer Ansicht nach wirtschaftlich, Reparaturmassnahmen durchzuführen?

l/s

Begründung:

Haben Sie eine eigene Kostenstelle für Wasserverlustreduzierung / Leckortung?

ja
☐

nein
☐

Wirkt sich die Suche (und/oder Behebung) der Wasserverluste auf den Wasserpreis aus?

ja
☐

nein
☐

Anhang

Gibt es strategische bzw. wirtschaftliche Abfragen zum Thema Wasserverluste die nicht gestellt wurden?

allgemeine Anmerkungen Ihrerseits: