



Diplomarbeit

Untersuchungen der Injizierbarkeit von porösem Massenbeton

Ronald Haselsteiner

Diplomarbeit

zur Erlangung des Grades eines Diplomingenieurs (Univ.)
der Fachrichtung Bauingenieurwesen
an der

Technischen Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Untersuchungen der Injizierbarkeit von porösem Massenbeton

Prüfer: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl
Univ.-Prof. Dr.-Ing. G. Seus

Betreuer: Dipl.-Ing. Harald Wildner

eingereicht am: 25.09.2000

von: Ronald Haselsteiner
Fliederstraße 1
85617 Aßling

Vorwort

„Im Anfang war das Wort, und das Wort war bei Gott, und das Wort war Gott. Im Anfang war es bei Gott. Alles ist durch das Wort geworden und ohne das Wort wurde nichts, was geworden ist.“ (Evangelium nach Johannes, Prolog 1, 1 – 4)

Viele verschiedene Übersetzungsmöglichkeiten dieses auch als urchristliches „Logos-Lied“ bezeichneten Prologs des Johannesevangeliums stiftete so manchen zur Suche nach der eigentlichen wahren Bedeutung an; einer Suche nach Wahrheit. Was ist Wahrheit? *Immanuel Kant* (1724 – 1804) formulierte in der Neuzeit vier Grundfragen:

- Was kann ich wissen? (Metaphysik)
- Was soll ich tun? (Moral)
- Was darf ich hoffen? (Religion)
- Was ist der Mensch? (Anthropologie)

Die alles umfassende Frage ist die letztere. Wolfgang. Wickler gibt in seinem Buch „Die Biologie der Zehn Gebote.“ eine kurze und prägnante Beschreibung dessen, was ein Mensch auf den Grundlagen seines Seins und Handeln darstellt:

„Der Mensch ist das Wesen, das stets mehr will, als es kann, und mehr kann, als es soll.“

Stellt man sich den vier Fragen von Kant, erkennt man, wie wichtig beständige vernünftige Reflexion ist. Innerhalb dieser Diplomarbeit habe ich versucht, den Worten von *Max Horkheimer* (1895 – 1973) zu folgen: „Die Philosophie lässt sich bestimmen als der methodische und beharrliche Versuch, Vernunft in die Welt zu bringen.“

In der Hoffnung meinem Betreuer Dipl.-Ing. Harald Wildner für sein Doktorat eine in diesem Sinne vernünftige Arbeit zur Verfügung gestellt zu haben, spähe ich auf das Resultat meiner Ausführungen und ich stelle unweigerlich eine Art Unzufriedenheit fest. Ausführlicher und besser wollte ich es machen. Doch diese Unzufriedenheit und die Sehnsucht nach Zufriedenheit halte ich für die Antriebsfedern allen meines Handelns. Die moderne Theologie bezeichnet Gott als Fehlen jeglicher Sehnsucht. Solange der Mensch im irdischen Sein gefangen ist, wird er von Zwängen und Sehnsüchten bestimmt. Die Zweifel an der Existenz von Gott und dass der Mensch im Bewusstsein seines Todes lebt, sind Ursprünge von philosophischem Denken und damit von selbstverantwortlichem Menschsein. Die Sehnsucht nach keiner Sehnsucht beherrscht das Leben. Die Sehnsucht zu wissen, von der Wahrheit des Johannesevangeliums zu wissen, endet im Wissen.

Ronald Haselsteiner

1. Einleitung	1
2. Theoretische Grundlagen	2
2.1 Begriffsbestimmung und Definitionen	2
2.2 Grundlagen der Rohrhydraulik	6
2.2.1 Grundbegriffe der Rohrhydraulik	6
2.2.2 <i>Bernoullische</i> Gleichung	7
2.2.3 Gesamtverlusthöhe h_v	7
2.2.4 Laminare und turbulente Strömungsverhältnisse	8
2.3 Grundlagen der mathematischen Statistik	9
2.3.1 Grundbegriffe der Statistik für Messreihen	9
2.3.2 Spezielle stetige Verteilungen	10
3. Hohlräume in Beton	13
3.1 Entstehung von Hohlräumen in Beton	13
3.1.1 Entstehung von Poren in Beton	13
3.1.2 Entstehung weiterer Hohlräume in Beton	14
3.2 Lokalisierung von Hohlräumen in Beton	17
3.2.1 Lokalisierung von Poren in Beton	17
3.2.2 Lokalisierung weiterer Hohlräume in Beton	18
3.3 Klassifizierung von Poren	18
3.3.1 Klassifizierung von Poren nach Erscheinungsform	18
3.3.2 Klassifizierung von Poren nach Entstehungsursache	19
3.3.3 Differenzierte Klassifizierung von Poren und Vier-Phasen-Modell nach <i>Jacobs (1994)</i>	21
3.4 Klassifizierung von Hohlräumen bezüglich der Injizierbarkeit	22
3.5 Poren- und Kluft-/Spaltenmodelle	23
3.5.1 Hohlräume in Lockergestein – Porenmodelle	24
3.5.2 Klüfte und Spalten im Fels – Kluft-/Spaltenmodelle	26
3.6 Bilddokumentation von Hohlräumen in Stampfbeton	28
4. Bauwerkserkundung – Prüfverfahren	31
4.1 Bauwerkserkundung – herkömmliche Prüfungsmethoden	31

4.1.1 Zerstörende Prüfung	31
4.1.2 Zerstörungsfreie Prüfung	31
4.1.3 Festigkeitsprüfung	31
4.1.4 Quecksilber-Druckporosimetrie	32
4.2 Bauwerkserkundung – Besondere Prüfverfahren	33
4.2.1 Radarortung	33
4.2.1.1 Beschreibung des Verfahrens	33
4.2.1.2 Anwendungen in der Praxis	35
4.2.2 Ultraschallmessung	35
4.2.2.1 Beschreibung des Verfahrens	35
4.2.2.2 Anwendungen in der Praxis	35
4.2.3 Hohlraumerkundung mit Endoskopen	36
4.2.3.1 Beschreibung des Verfahrens	36
4.2.3.2 Anwendungen in der Praxis	37
4.2.4 Radiometrische Verfahren	37
4.2.4.1 Beschreibung des Verfahrens	37
4.2.4.2 Anwendungen in der Praxis	37
4.3. Tomographie	38
4.3.1 Grundprinzip der Computer-Tomographie	38
4.3.2 Neutronen-Computer-Tomographie	40
4.3.3 Ergebnisse der Neutronen-Computer-Tomographie	42
4.3.4 Bewertung der Ergebnisse und zukünftige Verwendung der Neutronen-Computer-Tomographie im Bauingenieurwesen	44
4.3 Zusammenfassung und Bewertung	44
5. Eigene Untersuchungen	46
5.1 Beschreibung der Entnahmebauwerke und der Bohrkernproben	46
5.1.1 Wehranlage Jettenbach	46
5.1.2 Kraftwerk Finsing	47
5.1.3 Auswahl der Bohrkernproben	47
5.2 Beschreibung des Stampfbetons	48
5.2.1 Herstellung des Stampfbetons beim Bau von Wasserkraftanlagen zu Beginn des 19. Jahrhundert	48
5.2.2 Qualität des Stampfbetons	49

5.3 Bestimmung der Trockenrohddichte und der Wasseraufnahme	50
5.3.1 Bestimmung Trockenrohddichte	50
5.3.2 Bestimmung der Wasseraufnahme	51
5.4 Durchlässigkeitsversuche	51
5.4.1 Eindimensionale Durchströmungsversuche	52
5.4.1.1 Aufbau des Versuchstandes	52
5.4.1.2 Versuchsablauf und Berechnung der Durchlässigkeit	53
5.4.2 Wasserabpressversuche nach Lugeon (1993)	56
5.4.2.1 Grundlagen des Wasserabpressversuches nach <i>Lugeon (1933)</i>	56
5.4.2.2 Interpretation von Wasserabpressversuchen	57
5.4.2.3 Versuchsablauf des WD-Tests mittels „Mini“-Packer	60
5.5 Injektionsversuche	62
5.5.1 Theoretische Injektionskriterien	62
5.5.2 Verwendete Suspensionen	65
5.5.2.1 Bindemittel	65
5.5.2.2 Zusatzmittel	65
5.5.2.3 Eigenschaften der verwendeten Suspensionen	66
5.5.3 Eindimensionale Injektionsversuche	67
5.5.4 Injektionsversuche mit „Mini“ – Packern	68
5.5.4.1 Grundlagen zur Injektion in Massenbeton	68
5.5.4.2 Versuchsablauf	69
5.6 Spezielle Untersuchungen	70
5.6.1 Porendurchmessererteilung anhand von Daten aus der Tomographie	71
5.6.2 „Parallelkluft“ – Modell nach <i>Wittke (1984)</i>	73
5.6.3 Berechnung der Durchlässigkeit nach <i>Belloni & Mornis (1985)</i>	75
6. Versuchsauswertung	77
6.1 Auswertung der Trockenrohddichte und effektiven Porosität	77
6.1.1 Trockenrohddichte und effektive Porosität	77
6.1.2 Histogramme der Trockenrohddichte und effektiven Porosität	78
6.2 Auswertung der Wasserdurchlässigkeitsversuche	80
6.2.1 Auswertung der eindimensionalen Wasserdurchlässigkeitsversuche	80

6.2.2 Auswertung der Lugeonversuche	81
6.2.2.1 Ermittlung der Lugeon-Werte	81
6.2.2.2 Vergleich von Lugeon-Werten mit Trockenrohddichte und effektiver Porosität	84
6.2.2.3 Vergleich der Wasserabpressversuche in Jettenbach mit den eigenen Ergebnissen	85
6.2.3 Vergleich von ermittelten Lugeon-Werten und k_{10} -Werten	86
6.3 Auswertung der Injektionsversuche	87
6.3.1 Eindimensionale Injektionsversuche	87
6.3.2 Injektionsversuche mit „Mini“-Packern	90
6.4 Sonstige Auswertungen	92
6.4.1 Vergleich der injizierten Porenengstellen mit Injektionskriterien	92
6.4.2 Porendurchströmung – Hydraulisches Modell	93
6.4.3 Berechnungen zum „Parallelkluft“ – Modell nach <i>Wittke (1984)</i>	95
6.4.4 Berechnung der Durchlässigkeit nach <i>Belloni & Mornis (1985)</i>	97
6.4.5 Porendurchmesser-Verteilung anhand von Daten aus der Tomographie	100
6.5 Abschließende Überlegungen	101
6.5.1 Überlegungen zur generellen Aussagekräftigkeit von Bohrkernen aus Massenbeton	101
6.5.2 Überlegungen zur Aussagekräftigkeit der durchgeführten Untersuchungen	103
6.5.3 Injektionskriterien von Lockerböden und Fels im Vergleich mit Injektionen in Massenbeton	104
7. Zusammenfassung	105
Literaturverzeichnis	107
Abbildungsverzeichnis	114
Tabellenverzeichnis	117
Firmenverzeichnis	118
Anhang	

1. Einleitung

„Die Chaostheorie beschäftigt sich mit unvorhersagbarem Verhalten in Systemen, die deterministischen Gesetzen unterworfen sind. Unter bestimmten Bedingungen können dynamische Systeme in einen „chaotischen“ Zustand übergehen, in dem ihr Verhalten prinzipiell und nicht aufgrund von Unkenntnis, nicht vorhersagbar ist. Beispiele sind das Klima, das Wachstum von Tierpopulationen oder das Strömungsverhalten von Flüssigkeiten. Die geringste Änderung des Anfangszustandes führt in chaotischen Systemen zu unterschiedlichen Entwicklungen. Das mathematische Modell des Übergangs von Ordnung zu Chaos ist das sogenannte „Feigenbaum-Szenario“. (Kunzmann *et al.* (1998))

Dieses Modell unterliegt dem Prinzip der Selbstähnlichkeit. Am Thema „Untersuchungen zur Injizierbarkeit von Massenbeton“ kann diese Theorie anschaulich erläutert werden. Der angenommen geordnete Zustand des anfänglich neuen, guten Betons weicht infolge von Auswaschungsprozessen einem durchlässigen Gefüge, dessen Gestalt aufgrund der willkürlichen Verteilung der Hohlräume nicht exakt beschreibbar ist. Dennoch weisen Massenbetone mit Ähnlichkeiten im Bezug auf Alter, Beanspruchung und Herstellungsverfahren wesentliche Übereinstimmungen (z.B. horizontale Arbeitsfugen und Kiesnester) auf. Der „chaotische“ Zustand herrscht in der Art der Hohlräume und der Durchströmung dieser vor. Ob wir wegen der Unfähigkeit, die Unendlichkeit der verschiedenen Fälle umfassend und korrekt beschreiben zu können, oder wegen der tatsächlichen Existenz von Chaostendenzen jenen Zustand als Chaos bezeichnen, kann nicht geklärt werden. Im Versuch dem Chaos ein wenig Ordnung zu verleihen, werde ich mich innerhalb meiner Arbeit mit den Grundlagen der Injektionstechnik, Versuchen zur Bestimmung der Injizierfähigkeit von Stampfbeton als besondere Art von Massenbeton und der Beschreibung der verschiedenen Hohlräume im Bauwerksgefüge beschäftigen. Im Zuge des Forschungsvorhabens zur Untersuchung der Injizierfähigkeit von Massenbeton des Lehrstuhls und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München behandeln meine Ausführungen nur einen kleinen definierten Teil des Gesamtprojektes. Um eine komplette Übersicht erlangen zu können, müssen vorhergegangene und nachfolgende Arbeiten innerhalb dieser Studie unbedingt beachtet werden.

Im Rahmen der gegebenen Möglichkeiten wurde versucht eine umfassende und in sich schlüssige Diplomarbeit zu erstellen. In manchen überschneidenden Fachbereichen wird dennoch auf tiefere Fachliteratur verwiesen.

2. Theoretische Grundlagen

2.1 Begriffsbestimmungen und Definitionen

Abdichtungsinjektion (Imprägnation durch Porenverfüllung) (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Unter einer Abdichtungsinjektion versteht man, die Verdrängung von Porenwasser oder Gas aus einem porösen Injektionskörper durch Injektionsgut bei Injektionsdrücken, die so gering sind, dass keine Baugrundverdrängung auftritt.

Bentonit (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Bentonit ist ein Ton, der hauptsächlich aus Mineralien der Montmorillonitgruppe besteht. Er ist gekennzeichnet durch eine hohe Wasseraufnahmekapazität und eine sehr große Volumenveränderung bei Sättigung oder Trocknung. Er enthält mindestens 70 % quellfähige Smektite; die Wasseraufnahmefähigkeit beträgt mehr als 500 %. Es wird zwischen natürlichen, kalkhaltigen, modifizierten und aktivierten Bentoniten unterschieden.

Dichte (nach *DIN 52102 (1988)*)

Die Dichte ρ_0 von Naturstein und Gesteinskörnungen (bisher „Reindichte“ genannt) ist der Quotient aus ihrer Trockenmasse und m_{tr} und ihrem Volumen V_0 ausschließlich des etwa vorhandenen Porenraumes:

$$\rho_0 = \frac{m_{tr}}{V_0} \quad (2-1)$$

Durchfluss (nach *DIN 18130-1 (1996)*)

Der Durchfluss Q ist diejenige Wassermenge V_w , die in der Zeit t aus einer Querschnittsfläche A (Feststoffe oder Poren) eines Probekörpers austritt.

$$Q = \frac{V_w}{t} \quad (2-2)$$

Durchflusswirksamer Hohlraumanteil (nach *Heidemann (1998)*)

Der Durchflusswirksamer Hohlraumanteil n_f berücksichtigt nur die vom Wasser durchströmbaren Hohlräume.

Ton	< 0,05
Feinsand	0,10 – 0,20
Mittelsand	0,12 – 0,25
Grobsand	0,15 – 0,30
Kiesiger Sand	0,16 – 0,28
Feinkies	0,15 – 0,25
Mittelkies	0,14 – 0,24

Tab. 2-1: Werte des durchflusswirksamen Hohlraumanteil n_f nach *Hölting (1992)*

Durchlässigkeitsbeiwert (hydraulische Leitfähigkeit) (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Der Durchlässigkeitsbeiwert bezeichnet bei laminarem Fließverhalten die Durchflussrate des Wassers durch die Querschnittsflächeneinheit eines porösen Baugrundes unter einem hydraulischen Einheitsgradienten und bei einer Standardtemperatur von etwa 20°C. Die Permeabilität ist eine Materialeigenschaft und wird in [m²] gemessen. Die hydraulische Leitfähigkeit ist die Proportionalitätskonstante k zwischen der Fließgeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gradienten i und wird in [m/s] gemessen:

$$k = \frac{v}{i} \quad (2-3)$$

Filtergeschwindigkeit (nach *DIN 18130-1 (1996)*)

Die Filtergeschwindigkeit v_F ist der Durchfluss Q durch die Fläche A senkrecht zur Fließrichtung.

$$v_F = \frac{Q}{A} \quad (2-4)$$

Fließgrenze (nach *DIN 1342-1 (1986)*)

Die Fließgrenze ist die kleinste Schubspannung τ_f , oberhalb derer ein plastischer Stoff (siehe auch Plastizität) sich rheologisch wie eine Flüssigkeit verhält.

Hohlraum (nach *DIN 4093 (1987)*)

Hohlraum wird als Oberbegriff für natürliche und künstliche Hohlraumstrukturen aller Art verwendet. Er beinhaltet u.a. Klüfte, Spalten, Risse, Poren und kavernöse Strukturen.

Hohlraumanteil n (nach *Heidemann (1998)*)

Der Hohlraumanteil n bezeichnet das Verhältnis des Volumens aller Hohlräume zum Gesamtvolumen eines Gesteinskörpers.

Hydratation (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Hydratation bezeichnet die Bildung einer Verbindung, indem molekulares Wasser in ein komplexes Molekül einbezogen wird, das Moleküle oder Einheiten anderer Spezies beibehält.

Injektionsgut (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Das Injektionsgut ist pumpbares Material (Suspension, Lösung, Emulsion oder Mörtel), das in eine Formation aus Locker- oder Felsgestein eingepresst wird und nach einer bestimmten Zeit durch Abbinden unter Veränderung der physikalischen Eigenschaften der Formation erhärtet.

Laminare Strömung (laminares Fließen) (nach *DIN 1342-1 (1986)*)

Laminare Strömung bezeichnet die Art von Strömung, in der keine merkliche Querdurchmischung auftritt. Sie kann durch ein Stromlinienfeld gekennzeichnet werden. Der Gegensatz ist die turbulente Strömung. Man unterscheidet zwischen laminarer Grundströmung (auch schleichende Strömung) und laminarer Sekundärströmung. Die laminare Sekundärströmung entsteht aus der Grundströmung durch Trägheitskräfte oder rheologischen Quereffekten und überlagert sich mit der Grundströmung.

Plastizität (nach *DIN 1342-1 (1986)*)

Die Plastizität bezeichnet die Fähigkeit eines Stoffes, nur oberhalb einer Fließgrenze bleibende Deformationen anzunehmen (fließen). Unterhalb der Fließgrenze treten keine oder nur elastische Deformationen auf.

Porosität (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Im allgemeinen wird unter Porosität der Prozentanteil des angegebenen Verhältnis des Volumens der Poren eines lockeren oder felsigen Baugrundes zum Gesamtvolumens dieses lockeren oder felsigen Untergrundes verstanden.

Rohdichte (nach *DIN 52102 (1988)*)

Die Rohdichte ρ_R von Naturstein und Gesteinskörnungen ist der Quotient aus ihrer Masse m im Prüfzustand und ihrem Volumen V_R einschließlich des etwa vorhandenen Porenraumes.

$$\rho_R = \frac{m}{V_R} \quad (2-5)$$

Rotationsviskosimeter (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Mit diesen Viskosimetern werden Viskosität und Fließgrenze aus dem Zusammenhang zwischen Drehmoment und Drehzahl bzw. Scherspannung und Schergradient bestimmt. Die Viskosität wird aus dem Verhältnis der Scherspannung und des Schergradienten bestimmt.

Suspension (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Als Suspension wird eine Mischung von flüssigen und festen Materialien bezeichnet. Ihr Fließverhalten entspricht dem einer Binghamflüssigkeit, d.h. sie besitzt sowohl Viskosität als auch Kohäsion (Fließfestigkeit). Partikuläre Suspensionen enthalten Teilchen, die größer als Tonteilchen sind, während kolloidale Suspensionen Teilchen in der Größe von Tonteilchen aufweisen.

Trockenrohdichte (nach *DIN 52102 (1988)*)

Die Trockenrohdichte ρ_R von Naturstein und Gesteinskörnungen ist der Quotient aus ihrer Trockenmasse m_{tr} und ihrem Volumen V_0 einschließlich des etwa vorhandenen Porenraumes.

$$\rho_R = \frac{m_{tr}}{V_0} \quad (2-6)$$

Turbulenz (nach *DIN 1342-1 (1986)*)

Die Turbulenz bezeichnet die Form der Strömung bei hohen Reynolds-Zahlen, in welcher die Geschwindigkeitskomponenten nach Betrag und Richtung statistisch schwanken. Der Gegensatz zur turbulenten Strömung ist die laminare Strömung.

Viskosität (nach *DIN 1342-2 (1986)*)

Die Viskosität ist die Eigenschaft eines fließfähigen (vorwiegend flüssigen oder gasförmigen) Stoffsystems, bei einer Verformung eine Spannung aufzunehmen, die nur von der Verformungsgeschwindigkeit abhängt. Ebenso kann die Spannung als Ursache der Verformungsgeschwindigkeit angesehen werden.

Wasseraufnahme (nach *DIN 52103 (1988)*)

Die Wasseraufnahme W_a von Naturstein und Gesteinskörnungen ist die Differenz zwischen der Masse der wassergelagerten Probe $m_{w,a}$ und der getrockneten Probe m_{tr}

$$W_a = m_{w,a} - m_{tr} \quad (2-7)$$

Zusatz (Zusatzstoff) (nach *DIN EN 12715 (1997)*)

Als Zusätze werden alle dem Injektionsgut zugesetzten Stoffe (z.B. Verflüssiger oder Stabilisatoren) bezeichnet, die zur Modifizierung der Eigenschaften des Injektionsgutes im flüssigen und im festen Zustand angewendet werden, Grundbestandteile des Injektionsgutes (Wasser, Zuschläge oder zementhaltige Stoffe) ausgenommen.

2.2 Grundlagen der Rohrhydraulik

2.2.1 Grundbegriffe der Rohrhydraulik

Der Durchfluss Q ist durch folgende Formel (vgl. (2-2))

$$Q = \frac{V}{\Delta t} = v \cdot A \quad (2-8)$$

bestimmt.

Die Kontinuitätsbedingung sagt aus, dass ein Volumen V , das während einer Zeiteinheit in einen betrachteten Abschnitt einer Stromröhre hineinfließt, wieder in gleicher Größe abfließt (*Heinemann (1998)*).

$$Q = A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2 \quad (2-9)$$

Würden auftretende Verluste vernachlässigt, änderte sich bei einer Querschnittsänderung wie in Abb. 2-1 die Geschwindigkeit nach der Beziehung:

$$\frac{A_1}{A_2} = \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2 \Rightarrow v_2 = v_1 \cdot \frac{A_1}{A_2} \quad (2-10)$$

mit	A_1	Querschnitt 1 vor der Verengung
	A_2	Querschnitt 2 nach der Verengung
	v_1	Geschwindigkeit 1 vor der Verengung
	v_2	Geschwindigkeit 2 nach der Verengung

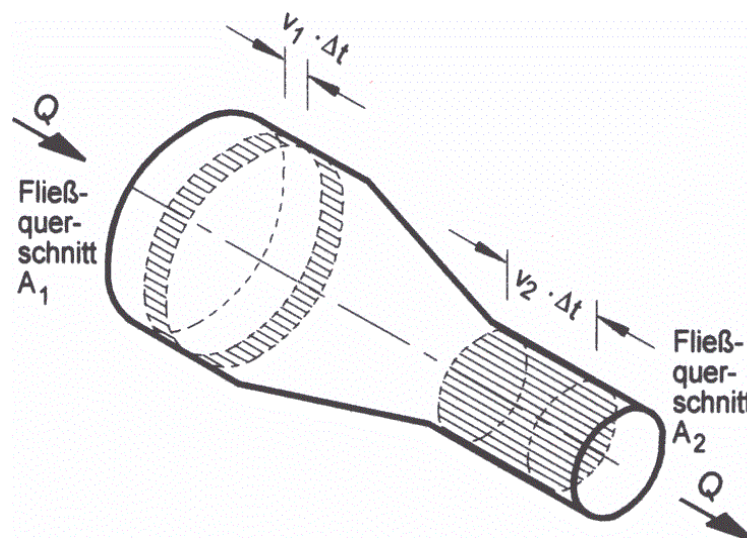


Abb. 2-1: Querschnittsänderung einer Röhre nach *Heinemann (1998)*

2.2.2 Bernoullische Gleichung

In stationären Rohrströmungen gilt die Gleichung von *Bernoulli* (aus *Schneider (1996)*):

$$h_E = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + z_2 + h_V \quad (2-11)$$

mit	h_E	Gesamtenergiehöhe [m]
	z	Geodätische Höhe [m]
	p	Druck [kN/m ²]
	ρ	Dichte des Fluids [kg/dm ³]
	h_V	Gesamtverlusthöhe [m]
	v	Geschwindigkeit [m/s]

Nach Umformungen erhält man für einen Durchfluss Q folgende Gleichung:

$$Q = \sqrt{\left(\left(\frac{p_1 - p_2}{\rho \cdot g} + h_V \right) \cdot 2g : \left(\frac{1}{A_2^2} - \frac{1}{A_1^2} \right) \right)} \quad (2-12)$$

mit	A_1	Querschnittsfläche an Stelle 1 [m ²]
	A_2	Querschnittsfläche an Stelle 2 [m ²]

Vernachlässigt man die Verluste, fällt das Glied h_V weg.

2.2.3 Gesamtverlusthöhe h_V

Die Gesamtverlusthöhe entspricht der Summe aller Verluste innerhalb eines Fließvorgangs. Zu den Faktoren, die Verluste hervorrufen, zählen in der Rohrhydraulik u.a. die Änderung der Rohrgeometrie, die Reibung an der Rohrwand und Richtungsänderungen. Innerhalb dieser Arbeit werden nur die Verluste, welche sich aus einer plötzlichen Verengung ergeben, grundlegend erläutert.

In Abb. 2-2 ist eine derartige Verengung schematisiert. Die Querschnittsveränderung verursacht Strömungslinien, die sich nachteilig auswirken.

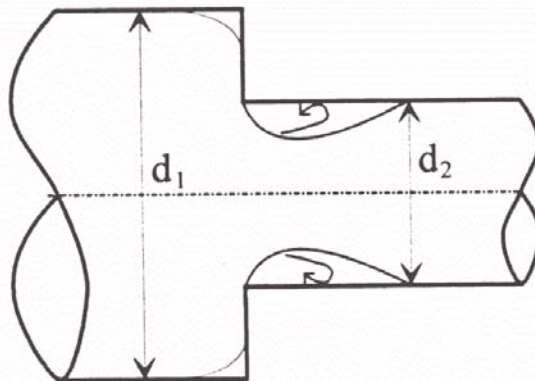


Abb. 2-2: Plötzliche Verengung eines Rohrabschnitts aus *Valentin (1997)*

Vernachlässigt man Reibungsverluste, dann ergibt sich die Verlusthöhe nach *Schneider (1996)* zu:

$$h_v = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (2-13)$$

mit ζ Verlustbeiwert einer örtlichen Störung [-]
 v mittlere Geschwindigkeit [m/s]
 g Erdbeschleunigung [m/s²]

Anzumerken ist, dass bei Geschwindigkeitsänderungen innerhalb des betrachteten Abschnitts für die mittlere Fließgeschwindigkeit die Geschwindigkeit nach der Veränderung des Querschnitts verwendet wird:

$$v = v_2 \quad (2-14)$$

Der örtliche Verlustbeiwert ist durch folgende Gleichung bestimmt:

$$\zeta = c \cdot \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right)^2 \quad (2-15)$$

mit c Korrekturbeiwert (0,4 bis 0,5) [-]

Beachtet man die Formeln (2-13) bis (2-15) und setzt diese in (2-11) ein, ergibt sich für den Durchfluss Q folgende Formel:

$$Q = \sqrt{\frac{2 \cdot (p_1 - p_2)}{\rho \cdot g} \cdot \frac{2 \cdot g}{\left(\frac{1}{A_2^2} \cdot (1 + \zeta) - \frac{1}{A_1^2}\right)}} \quad (2-17)$$

2.2.4 Laminare und turbulente Strömungsverhältnisse

In geraden Kreisrohren dient die sogenannte Reynolds-Zahl Re als Kriterium zur Unterscheidung zwischen laminarer und turbulenter Strömung. Sie wird durch die Gleichung

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (2-18)$$

mit Re Reynolds-Zahl [-]
 v Geschwindigkeit [m/s]
 d Rohrdurchmesser [m]
 ν Kinematische Viskosität [m²/s]

bestimmt.

Die kinematische Viskosität ν errechnet sich aus der dynamischen Viskosität η und der Dichte ρ der Flüssigkeit:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \quad (2-19)$$

mit η dynamische Viskosität [Ns/m²]
 ρ Dichte der Flüssigkeit [kg/dm³]

Eine Abschätzung des Strömungsverhaltens erfolgt nach dem Kriterium:

$$\begin{aligned} \text{Re} \leq 2300 &\rightarrow \text{laminare Strömung} \\ \text{Re} > 2300 &\rightarrow \text{turbulente Strömung} \end{aligned}$$

2.3 Grundlagen der mathematischen Statistik

Die Statistik gibt verschiedene Verfahren an, die für bestimmte Randbedingungen Aussagen über den Erwartungswert (Mittelwert) und die Streuung (Abweichung vom Mittelwert) der zu betrachtenden Zufallsgröße (z.B. einer Messreihe) zulassen und damit eine Fehlerabschätzung relativ zum tatsächlichen Wert ermöglichen (*Stöcker (1995)*).

2.3.1 Grundbegriffe der Statistik für Messreihen

Der wahre Wert, auch Sollwert genannt, ist der Wert, um den alle Messgrößen schwanken. Er ist das Ergebnis einer Messung ohne Fehler (Idealfall).

Der Messfehler stellt die Abweichung einer Messung vom wahren Wert dar. Es werden systematische und statistische Fehler unterschieden.

Das arithmetische Mittel, auch empirischer Erwartungswert genannt, ist der Näherungswert für den wahren Wert einer Messreihe. Oft wird das gleichgewichtete Mittel von n fehlerbehafteten Messwerten angegeben. Liegt die Messreihe in Form einer Häufigkeitsverteilung vor, gilt:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^i H_i \cdot x_i \quad (2-20)$$

mit \bar{x} Arithmetisches Mittel
 x_i Messwert i
 n Gesamtanzahl aller Messwerte

Die absolute Häufigkeit $H(K_i) = H_i$ bezeichnet die Anzahl der Messwerte zu einem bestimmten Messwert $K_i = x_i$ oder einer bestimmten Klasse von Messwerten.

Die Gesamtanzahl n aller Messwerte gibt den Umfang einer Messreihe wieder.

$$n = \sum_{i=1}^i H(x_i) \quad (2-21)$$

Die Häufigkeitsverteilung, die gewöhnlich in einer Häufigkeitstabelle erfasst ist, stellt diese Messwerte in verschiedenen Klassen (z.B. Intervalle) K_i ($i = 1, \dots, k$) dar, in welche die Messwerte eingeordnet werden können.

Die graphische Darstellung der Häufigkeitstabelle ist ein Histogramm (Abb. 2-3).

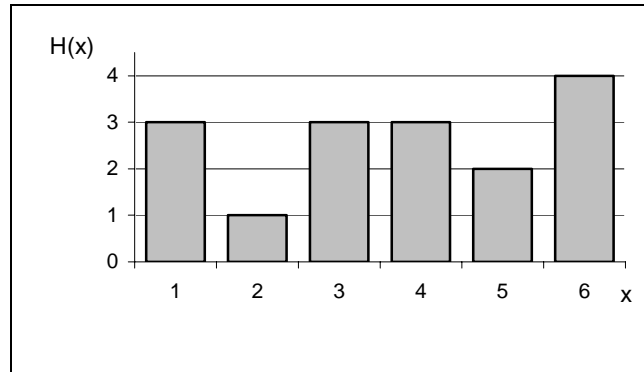


Abb. 2-3: Beispiel eines Histogramms

Die empirische Standardabweichung ist ein Maß für die durch Messfehler bedingte Streuung und Schwankung der Messwerte um den wahren Wert. Im englischen Sprachgebrauch wird sie häufig als Varianz bezeichnet. Liegt die Messreihe in Form einer Häufigkeitsverteilung vor, gilt:

$$s_n = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^k (x_i - \bar{x})^2 H(x_i)} \quad (2-22)$$

mit s_n Standardabweichung.

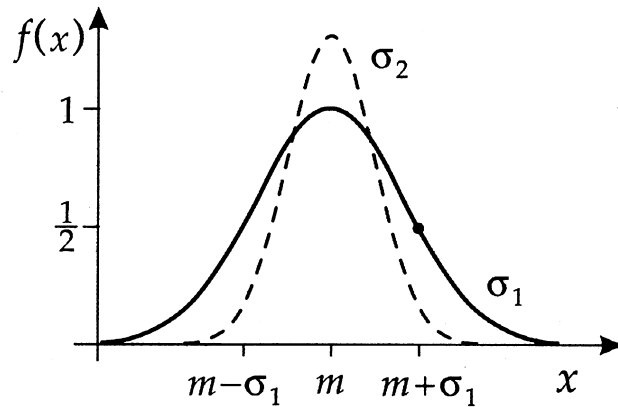
Das Quantil bezeichnet den Messwert, den ein Anteil p aller Messwerte einer Messreihe nicht überschreiten und von einem Anteil $(1-p)$ nicht unterschritten wird.

2.3.2 Spezielle stetige Verteilungen

Spezielle stetige Verteilungen stellen Wahrscheinlichkeitsdichten und die zugehörigen Verteilungsfunktionen stetiger Zufallsvariablen (z.B. Messwerte) dar.

- Normalverteilung

Die Normalverteilung, auch Gauß-Verteilung genannt, ist die Verteilung von Zufallsgrößen (Messwerten), die als Summe der Überlagerungen etwa gleich starken, fehlerbehafteten Größen angesehen werden kann (Abb. 2-4).

Abb. 2-4: Die Gaußsche-Glockenkurve aus *Stöcker (1995)*

Die Wahrscheinlichkeitsdichte wird durch die Funktion

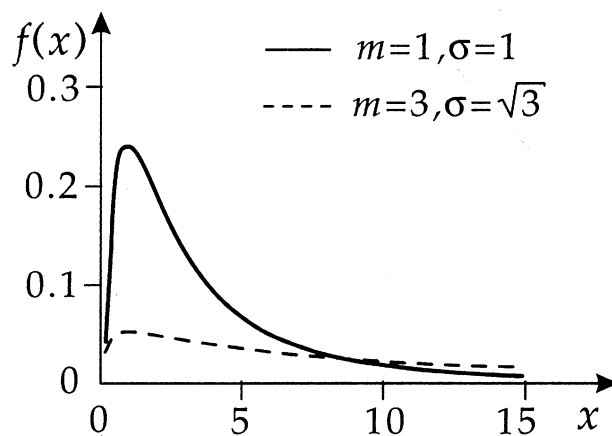
$$f_n(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} e^{-(y-m)^2 / 2\sigma^2} \quad (2-23)$$

mit m Erwartungswert
 σ^2 Varianz

bestimmt.

- Lognormalverteilung

Die Lognormalverteilung wird auch als Normalverteilung für die Logarithmen der Zufallsgröße x bezeichnet (Abb. 2-5).

Abb. 2-5: Lognormalverteilung aus *Stöcker (1995)*

Für die Wahrscheinlichkeitsdichte wurde die Gleichung

$$f_{\log}(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma \cdot x} e^{-(\ln x - \mu)^2 / 2\sigma^2}, x > 0 \quad (2-24)$$

mit $m = e^{\mu + \sigma^2 / 2}$

formuliert.

- Exponentialverteilung

Die Exponentialverteilung bezeichnet den Abstand zweier poissonverteilter Messwerte mit dem Parameter $\lambda = c$ (Abb. 2-6).

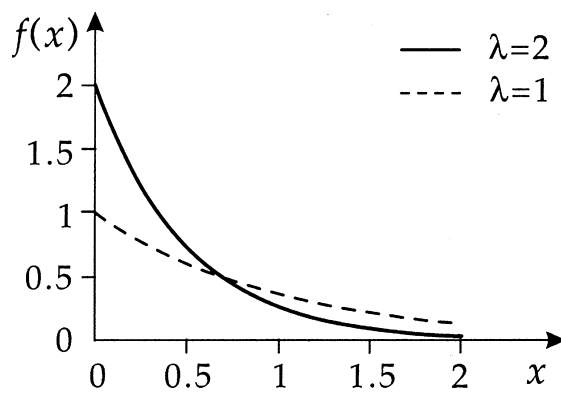


Abb. 2-6: Exponentialverteilung aus *Stöcker (1995)*

Für die Wahrscheinlichkeitsdichte gilt:

$$f_{\text{exp}}(x) = \lambda \cdot e^{-\lambda x}, \lambda > 0, x > 0 \quad (2-25)$$

mit $m = 1/\lambda$
 $\sigma^2 = 1/\lambda^2$

3. Hohlräume in Beton

3.1 Entstehung von Hohlräumen in Beton

3.1.1 Entstehung von Poren in Beton

Bei der Herstellung von Beton treten Poren auf. Nicht alle dieser Poren wirken sich negativ auf die Bauwerkseigenschaften aus. So werden z.B. durch sogenannte Luftporenbildner künstlich Luftporen erzeugt, um einen erhöhten Frostwiderstand zu erhalten. Im allgemeinen wird versucht, den Porengehalt in kontrollierbaren Grenzen zu halten. In *Springenschmidt (1996)* werden Verdichtungsporen, d.h. Poren, die im Beton bei „praktisch vollständiger“ Verdichtung noch zurückbleiben, auf ein Maß von 10 bis 15 dm³/m³ begrenzt.

Bei der folgenden Beschreibung der verschiedenen Entstehungsarten wird eine Unterteilung der Poren, wie sie in Abb. 3-5 aus *Fehlhaber (1994)* hervorgeht, zugrundegelegt.

Grobporen, zu welchen vor allem die Haufwerksporen zählen, entstehen nach *Springenschmidt (1996)* einerseits infolge einer nicht vollständigen Verdichtung und andererseits infolge eines Mangels an Zementleim, der dazu führt, dass die Hohlräume zwischen den Zuschlägen nicht mehr ausgefüllt werden können.

Der Makroporenbereich wird in *Fehlhaber (1994)* vornehmlich durch die Verwendung von Luftporenbildner bestimmt. Oft sind die einzelnen Einteilungsbereiche nicht zu unterscheiden. Dies beruht auf der Tatsache, dass der Übergang von einer Porenklasse zur nächsten fließend erfolgt.

Im Zementstein kommen vor allem die Kapillarporen vor. Sie entstehen bei der Verdunstung von nicht zur Hydratation benötigtem Wasser und beim sogenannten „Schrumpfen“. *Jacobs (1994)* beschreibt diese Vorgänge im Detail. Nachdem sich Klinkerteilchen mit Wasserschichten umgeben und so die Grundlage des Porenraumes stellen, bilden sich bei der Reaktion von Zement und Wasser Kalziumsilikat- und Kalziumnathydrate (C-S-H und C-A-H), die in Abbildung 3-1 bei einer ca. 20000-fachen Vergrößerung dargestellt sind, und Kalziumhydroxid. Das sogenannte chemische Schwinden (Schrumpfen) bezeichnet den Zustand, dass die entstandenen Hydratendprodukte ein geringeres Volumen haben als die Ausgangsstoffe Zement und Wasser. Es verbleiben luft- und wasserdampfgefüllte Poren (Kapillarporen). Zwischen den Hydratationsprodukten setzen sich feine, wassergefüllte Gelporen fest. Sie stellen die geometrisch kleinsten Poren dar und sind vornehmlich für das Schwinden und Kriechen verantwortlich.



Abb. 3-1: Mikroskopische Aufnahme des Zementsteins aus *Rudert (2000)*

Das Vorkommen von Kapillarporen ist besonders vom w/z -Wert abhängig, da sich Gelporen vor dem Austrocknen des Zements, also vor der chemischen Bindung des Wassers, bilden. Das Auftreten von Haufwerksporen ist von anderen Faktoren (z.B. Kornzusammensetzung oder Verdichtungsarbeit) abhängig.

Rechnerisch ist für Zement ein w/z -Wert von 0,42 notwendig. Durch die Hydratation wird jedoch nur ein bestimmter Anteil von 0,23 bis 0,28 des w/z -Werts chemisch gebunden (*Taylor (1992)*). Der Rest liegt in den Gelporen in einem absorbierten Zustand vor, so dass dieser zur Reaktion mit dem Zement nicht mehr zur Verfügung steht. Bei w/z -Werten, die unter 0,42 liegen, ergibt sich neben einer unvollständigen Hydratation ein in kürzerer Zeit dichtes Gefüge. Bei höheren w/z -Werten ($> 0,42$) verbleibt das überschüssige Wasser in großen Poren, den Kapillarporen, da es nicht verdampfen kann.

3.1.2 Entstehung weiterer Hohlräume in Beton

Neben Poren können auch andere Strukturen, wie z.B. Risse oder Fugen, als Medium für Transportvorgänge durch den Feststoff dienen. Diese Risse und Fugen haben im Baustoff Beton ähnliche Charakteristika wie Klüfte und Spalten in Fels.

Wesentliche Gründe für Risse im Bauteil sind Verformungen. Ursachen für Verformungen sind nach *Bayer et al. (1991)*:

- Formänderung und Setzungen der Schalung
- Scharfes Austrocknen des frisch verdichteten Betons
- Rasche Temperaturänderung des erhärtenden Betons

Die Behinderung dieser Verformung führt zu Zugspannungen im Beton. Überschreiten diese Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so entstehen Risse. Besonders „junger“ Beton im Alter von 1 bis 16 Stunden reagiert gegenüber dieser Beanspruchung sehr empfindlich. Gleichzeitiges Austrocknen und Abkühlen sowie mangelnde Neigung zum „Bluten“ können ebenfalls die Rissbildung

begünstigen. Frühschwindrisse, auch als „Plastisches Schwinden“ bezeichnet, die an freiliegenden Oberflächen des frischen oder jungen Betons durch schnelles Austrocknen auftreten, können durch sofortige Nachbehandlung vermieden werden.

Risse in Beton werden nach *Bayer et al. (1991)* in Schalen- und Spaltrisse unterteilt. In Abb. 3-2 sind beide Formen skizziert. Schalenrisse entstehen hauptsächlich durch zu große Temperatur- und Feuchtigkeitsunterschiede zwischen Kern und Schale. Sie sind wenige Zentimeter tief und schließen sich nach wenigen Wochen wieder von selbst. Schalenrisse treten häufig dann auf, wenn der Temperaturunterschied sich auf über 15 Kelvin beläuft. Spaltrisse dagegen treten nach *Bayer et al. (1991)* dann in Erscheinung, wenn sich ein aufgehendes Bauteil mit einem erstarrten Bauteil berührt. Das aufgehende Bauteil erwärmt sich beim Erhärten und will sich während des Abkühlvorgangs wieder zusammenziehen, wobei es durch den Verbund mit dem bereits erstarrten Beton gehindert wird.

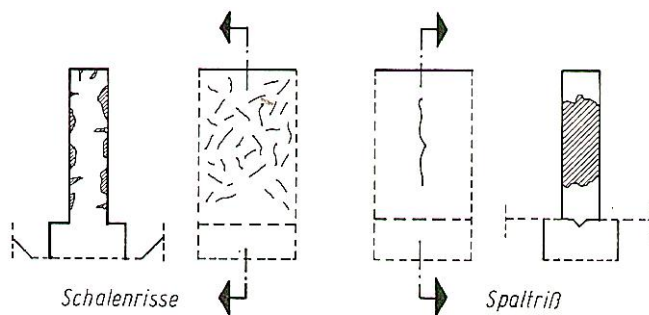


Abb. 3-2: Rissarten aus *Leitfeld (1985)*

Weiterhin unterteilen *Schiessl et al. (1991)* und *Edwardsen (1996)* Risse nach ihrer Größe und Gestalt:

- Mikrorisse liegen im Mikrometerbereich vor und können die Durchlässigkeit im Verhältnis zu ungerissenem Beton um ein Mehrfaches erhöhen.
- Oberflächenrisse sind durch geringe Rissbreiten und eine kleine Eindringtiefe gekennzeichnet. Sie erhöhen vor allem die Kapillarporosität.
- Biegerisse entstehen bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons. Der Durchlässigkeit dieser Risse wirkt eine dichte Druckzone entgegen.
- Überdrückte Risse schließen sich aufgrund veränderter Beanspruchung wieder. Obwohl der eigentliche Riss nun nicht mehr erkennbar ist, bildet sich dort eine Zone mit erhöhter Durchlässigkeit.
- Trennrissen erstrecken sich im erhärteten Beton über die ganze Bauteildicke und können einen laminaren Fließzustand aufweisen.

Näheres zu Rissbreiten, Ausdehnung von Rissen und Fließvorgängen durch Risse findet man in *Ritscher (1997)* und der dort angeführten Fachliteratur.

Die Rissgefahr kann durch folgende bautechnische Maßnahmen verringert werden:

- Ausgewogene Betonzusammensetzung
- Sorgfältiger Betoneinbau
- Sorgfältige Nachbehandlung
- Anordnung von Fugen

Um Risse zu vermeiden, können auch spezielle Fugenarten verwendet werden. Im allgemeinen treten Fugen in verschiedenen Variationen auf. Die Unterteilung erfolgt nach *Bayer et al. (1991)* in Arbeits- und Bewegungsfugen bzw. in Schein- und Raumfugen. Arbeitsfugen entstehen bei der Unterbrechung des Betoniervorgangs und der Wiederaufnahme der Betoniertätigkeit nach Erhärten der vorhergehenden Lage. Bewegungsfugen übernehmen die Aufgabe, Dehnungen, Verkürzungen und unterschiedliche Setzungen benachbarter Bauteile abzufangen. Sie gehen als Raumfugen durch den gesamten Betonquerschnitt und müssen durchgehend so breit sein, dass alle Bewegungen ohne Zwängung möglich sind. Scheinfugen haben im Gegensatz zu Raumfugen keine vorgegebene Breite. Sie dienen als Soll-Bruchstellen und der Vermeidung von „wildem“ Rissen.

Arbeitsfugen verkörpern in ihren Erscheinungsformen und Auswirkungen im Gegensatz zu den anderen Fugenarten immer Schwachstellen im Beton und sind deshalb technisch unerwünscht und möglichst zu vermeiden. In Anbetracht der Arbeitsfugengestaltung beim Bau von Wehranlagen zu Beginn des letzten Jahrhunderts werden hier die wichtigsten Arbeitsschritte aufgezählt, die bei der Ausführung als zweckmäßig gelten (*Bayer et al. (1991)*):

- Einschalung der Arbeitsfugen mit Hölzern, Drahtgeweben u.ä.
- Rauhe Herstellung oder ausreichende Profilierung der Oberfläche der Fuge
- Abspritzen des jungen Betons mit scharfem Druckwasserstrahl
- Mechanische Aufräuhung des erhärtenden Betons mit Stahlbürsten u.ä.
- Reinigung der Fuge vor dem Weiterbetonieren
- Feuchthaltung des „alten“ Betons einige Tage vor Beginn der Betonierarbeiten
- Abtrocknung der Oberfläche des älteren Betons vor dem Betonieren
- Beachtung der Konsistenz des Anschlussbetons
- Sorgfältige Verdichtung entlang der Arbeitsfuge

Ob und inwiefern diese Arbeitsschritte im Bereich der vorhandenen Arbeitsfugen beim Bau der im Rahmen dieser Diplomarbeit näher betrachteten Wehranlage Jettenbach und Kraftwerksanlage Finsing berücksichtigt wurden, wird in Kapitel 5 erläutert.

3.2 Lokalisierung von Hohlräumen in Beton

3.2.1 Lokalisierung von Poren in Beton

Während sich Gel- und Kapillarporen ausschließlich im Zementstein befinden und mikroskopische Ausmaße haben, sind größere Poren wie z.B. Verdichtungs-poren rein zufällig im Beton verteilt.

Haufwerksporen liegen nach ihrer Entstehung in zwei verschiedenen Zuständen vor (Abb. 3-3). Die linke Skizze stellt ein Haufwerk dar, welches das Eindringen des Zementleims durch dichte Lagerung verhindert. Rechts resultiert die Haufwerkspore aus einem Mangel an Zementleim.

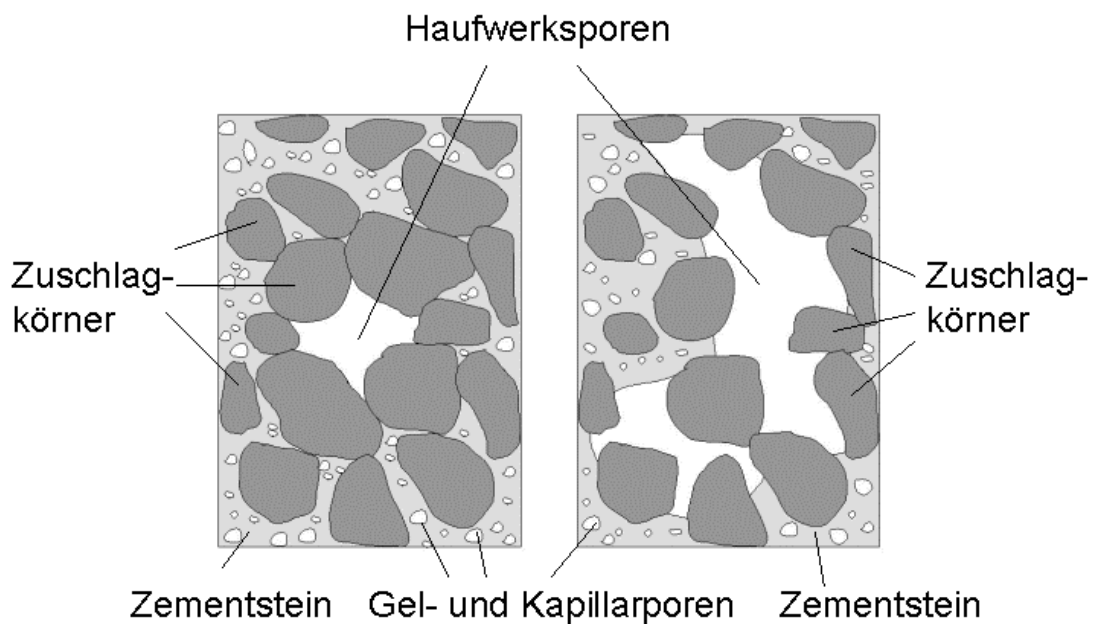


Abb. 3-3: Haufwerksporen in Beton

Bevorzugt können diese sogenannten Fehlstellen im Beton an Orten auftreten, an welchen sich die Verdichtung oder das sorgfältige und vorschriftsmäßige Einbringen des Frischbetons schwierig gestalten. Bauwerkskanten und -ecken, Arbeitsfugen (horizontal und vertikal), Bauteile mit kleinen Abmessungen oder hohen Betonierabschnitten zählen zu dieser Gruppe.

3.2.2 Lokalisierung weiterer Hohlräume in Beton

Das Auftreten von Rissen ist ebenfalls getrennt nach ihren Entstehungsarten zu betrachten (vgl. Abb. 3-2). Schalenrisse befinden sich ausschließlich an der Oberfläche des Bauteils, da dort die aus dem Temperaturunterschied resultierenden größten Zugspannungen auftreten. Spaltenrisse kommen bevorzugt in langen Bauteilen wie z.B. Mauern vor. Sie verlaufen meist senkrecht zur Kontaktfläche und gehen durch die gesamte Konstruktion hindurch.

Bautechnisch eingesetzte Fugen sind je nach ihrer Verwendung an unterschiedlichen Stellen angebracht. Scheinfugen werden z.B. in Wänden, die auf ein bereits erhärtetes Fundament aufbetoniert werden, verwendet, um den Auswirkungen der Fröhschwindrissbildung zu entgegnen.

3.3 Klassifizierung von Poren

3.3.1 Klassifizierung von Poren nach Erscheinungsform

Gertis et al. (1976) teilt Poren nach Erscheinungsformen ein. In Tab. 3.1 sind die vier Kategorien dargestellt und in Abb. 3-4 visuell schematisiert.

Tab. 3-1: Klassifizierung der Poren nach Erscheinungsform in *Gertis et al. (1976)*

Offene Poren ¹	Mindestens zwei Öffnungen nach außen. Gesamter Porenraum ist von außen zugänglich. (z.B. Porenkanäle, Kapillarporen)
Sackpore ²	Nur eine Öffnung außen. Porenraum endet im Inneren in einer Sackgasse.
Isolierte Pore ³	Keinerlei Öffnung nach außen. Abgeschlossener Hohlraum. (z.B. Luftporen)
„Ink-Bottle“-Pore ⁴	Im geometrischen Sinne gleichzeitig Sackpore und offene Pore.

Die Einteilung der Poren nach ihrer äußeren Gestalt ist einfach, führt jedoch zu keinem genauen und umfassenden Ergebnis. Es stellt sich die Frage, inwiefern die Poren sich unterscheidet und inwiefern Mischformen klassifiziert werden können. Deshalb sollen noch andere Betrachtungsweisen vorgestellt werden.

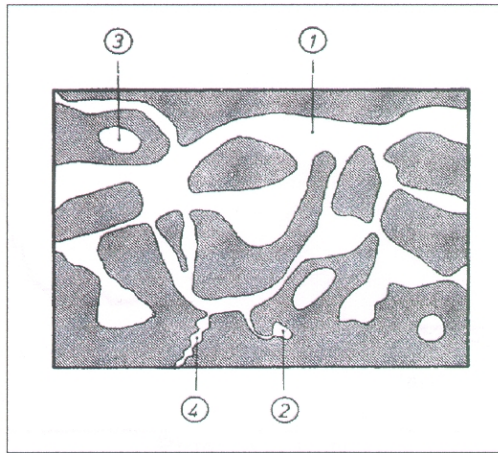


Abb. 3.4: Klassifizierung der Poren nach Erscheinungsform nach *Gertis et al. (1976)*

3.3.2 Klassifizierung von Poren nach Entstehungsursache

Auf anderem Wege nähern sich *Fehlhaber (1994)* und *Eberhardt (1995)*. Sie gruppieren die Poren nach ihrer Entstehungsursache (Tabelle 3-2).

Tab. 3-2: Einteilung der Poren nach Größe und Entstehungsursache (*Fehlhaber (1994) & Eberhardt (1995)*)

Porenart	Entstehungsursache	Form	Größe
Verdichtungs-poren	Mischen und Einfüllen des Frischbetons sowie Verdichtung	Kugel-förmig	Oft mit bloßem Auge sichtbar, 10^3 bis 10^6 nm
Luftporen	Gezieltes Erzeugen durch den Zusatz von Luftporenbildner	Kugel-förmig	Oft mit bloßem Auge sichtbar, 10^3 bis 10^6 nm
Kapillarporen	Verdunstung von überschüssigem, für die Hydratation nicht benötigtem Wasser („chemisches Schwinden“)	Lang-gestreckt	10^1 bis 10^5 nm
Gelporen	Hohlräume zwischen nadelförmig wachsenden Hydratationsprodukten	Nicht abgegrenzt	1 bis 10^1 nm

In der angegebenen Literatur variieren insbesondere die Größeneinteilungen der Poren. Da bis dato keine allgemeingültige Klassifizierung erbracht wurde bzw. sich keine Einteilung als vollkommen korrekt erwiesen hat, bewegen sich die Angaben meist in sehr vagen Bereichen. Gründe hierfür liegen, wie schon erwähnt, darin, dass Übergänge der Porenarten geometrisch fließend erfolgen und dass der Begriff „Porengröße“ selbst unklar ist und sowohl von der Messmethode als auch vom zugrundegelegten Porenstrukturmodell abhängt (*Ritscher, F. (1997)*).

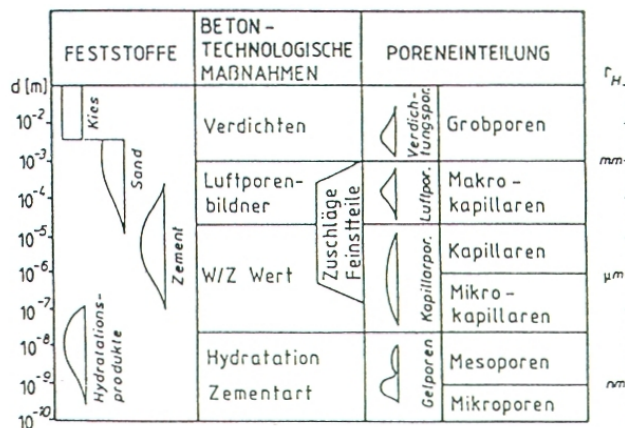


Abb. 3-5: Poreneinteilung aus *Fehlhaber (1994)*

Abb. 3-5 aus *Fehlhaber (1994)* entspricht einer gängigen und einfachen und umfassenden Einteilung von Poren. Hier wird die Gruppierungen nach verschiedenen Parametern vorgenommen. Neben den Feststoffmilieu der Poren Kies, Sand, Zement und Hydratationsprodukten werden betontechnologische Maßnahmen aufgeführt, welche die jeweilige Porenklasse beeinflussen können. Eine überschlägige Größenangabe rundet diese Einteilung in übersichtlicher Weise ab.

3.3.3 Differenzierte Klassifizierung von Poren und das Vier-Phasen-Modell nach *Jacobs (1994)*

Jacobs (1994) beschäftigte sich in den Grundlagen seiner Arbeit auch mit Poren und ihrem Vorkommen. Er bezieht sich hauptsächlich auf in Zementstein lokalisierte Poren, also Kapillar- und Gelporen. In *Romberg (1971)* und *Setzer (1977)* wurden den Gelporen Radien von etwa 1 nm bis 10 nm und den Kapillarporen von 0,01 μ m bis 100 μ m zugewiesen. *Jacobs (1994)* hingegen konnte eine derartige Unterteilung aufgrund von Ergebnissen der Quecksilberporosimetrie nicht unterstützen und stieß wie *Diamond (1971)* auf fließende Übergangszonen.

In Zementstein existiert ein vom w/z-Wert abhängiges Vorkommen der Poren. Während nach *Jacobs (1994)* bei niedrigen w/z-Werten ($< 0,5$) das Maximum der Porengrößenverteilung bei 0,05 μ m liegt und keine Poren mit einem Durchmesser $> 0,1 \mu$ m aufweist, verlagern sich die Schwerpunkte bei größeren w/z-Werten ($> 0,5$)

bis zu Werten von 0,1 bis 1 μm . So sind die Kapillarporen vor allem vom Wassergehalt des Frischbetons abhängig, was die Ausführungen unter Punkt 3.1.1 unterstützt. Eine Zusammenfassung der klaren Abgrenzungen von Poren ist in Tab. 3-3 wiedergegeben.

Jacobs (1994) unterteilt Beton in zwei Komponenten: Zuschlag und Zementstein. Im Kontaktbereich des Zuschlags mit dem Zementstein entsteht die sogenannte Grenzfläche. Die Grenzfläche stellt eine konzentrische Schale um den Zuschlag dar, deren Dicke von 40 μm bis 50 μm angegeben wird. Wenn man den durchschnittlichen Abstand der Zuschläge von 100 μm in Beton betrachtet, wie er von *Diamond (1987)* ermittelt wurde, dann lässt sich die Schlussfolgerung vertreten, dass reiner Zementstein mit seinen spezifischen Eigenschaften im Betongefüge nur zu einem sehr geringen Anteil vorliegt. Darüber hinaus wird in Beton nicht reiner Zementstein, sondern eine insgesamt gröbere und inhomogenere Mörtelmatrix angetroffen, da dem Zement und dem Wasser noch die dritte Komponente Sand beigemischt wird.

Tab. 3-3: Zusammenfassende Einteilung der Poren in *Jacobs (1994)*

Kapillarporen	0,01 bis 100 μm (nach <i>Romberg (1971)</i> und <i>Setzer (1977)</i>)
Gelporen	1 bis 10 nm (nach <i>Romberg (1971)</i> und <i>Setzer (1977)</i>)
Poren im Zementstein	w/z-Wert < 0,5: $d \approx 0,05 \mu\text{m}$ w/z-Wert > 0,5: $d \approx 0,1 \text{ bis } 1 \mu\text{m}$
Haufwerksporen	0,1 bis 5 mm

Neben den erwähnten unmittelbaren Betrachtungen der Poren teilt *Jacobs (1994)* zementgebundene Werkstoffe in vier Phasen auf:

- Matrix: Zementstein mit Luftporen
- Grenzfläche zwischen Zuschlägen und Matrix
- Zuschläge
- Haufwerksporen: Es ist nicht genügend Zementleim vorhanden, um die Poren zwischen den Zuschlägen vollständig zu füllen.

Jacobs (1994) ermittelte bei der Betrachtung der reinen Matrix, gemeint ist hier die von ihm untersuchte Zementsteinmatrix, die sich im Normalfall auf 30 bis 40 Vol.% erstreckt, das Maximum der Porengrößenverteilung unabhängig vom w/z-Wert bei 50 nm. Dieser Porenbereich könnte mit Kapillarporen identifiziert werden.

Die Grenzfläche weist eine Verlagerung der Porengrößenverteilung in einen gröberen Bereich von ca. 1 μm auf und ist damit durchlässiger als der Zementstein. Dieser durchlässige Bereich wird jedoch nur aktiviert, wenn die einzelnen Übergangszonen untereinander in Verbindung stehen.

Zuschläge selbst sind generell weniger durchlässig als Zementstein und weisen, wenn man von Bims u.ä. Materialien absieht, sehr geringe Porendurchmesser auf. Die Zugabe von Zuschlägen kann dennoch eine höhere Durchlässigkeit erzeugen, weil sich die Grenzfläche insgesamt erhöht. Der homogene Charakter des Zementsteins muss einem Mehrphasenobjekt weichen.

Ein wichtiger Faktor, der den Hohlraumanteil im gesamten Beton beeinflusst, sind die Haufwerksporen. Sie nehmen nach *Jacobs (1994)* Ausmaße von 0,1 bis 5 mm an. Der Zementstein in Beton mit Haufwerksporen wies mit 0,7 μm maximalem Porenradius Werte an der oberen Grenze der Einteilungsskala der Kapillarporen auf, was bedeuten würde, dass eine höhere Wasserdurchlässigkeit durch das Vorhandensein von Grobporen ebenso eine Bildung von größeren Kapillarporen begünstigt, was wiederum eine höhere Durchlässigkeit erzeugt.

3.3.4 Klassifikation von Hohlräumen bezüglich der Injizierbarkeit

Haufwerksporen können aufgrund ihrer Größe ohne weiteres von Suspensionsgut durchdrungen werden. Die Injizierfähigkeit anderer Poren wie z.B. Luftporen und Kapillarporen ist stark von ihrer Größe abhängig, während Gelporen wegen ihrer geringen Ausmaße für eine Injektion nicht zur Verfügung stehen. Das Hauptproblem der Injizierfähigkeit von Hohlräumen in Beton stellt die Erreichbarkeit dieser dar. Injektionsmaßnahmen werden ausschließlich immer an Beton schlechter Qualität ausgeführt. Der in dieser Arbeit untersuchte Stampfbeton ist, wie in Kapitel 5 erläutert wird, grundsätzlich injizierfähig. Das einzig flächenhaft auftretende Transportmedium für die Suspension stellen die Arbeitsfugen dar. Über diese werden in den jeweiligen Ebenen weite Bereiche der Poren erreicht und mit Suspensionsgut versorgt. In Abb. 5-11 ist eine systematisierte Skizze dieses Injiziervorgangs aufgeführt. In Tab. 3-4 wird eine Einteilung der Hohlräume wiedergegeben, die vor allem die Injizierfähigkeit als maßgebendes Kriterium berücksichtigt.

Tab 3-4: Einteilung von Hohlräumen in Beton mit Berücksichtigung der Injizierbarkeit

Hohlraum	Form	Lage	Injizierfähig	Bemerkung
Gelporen	Kugelförmig	Zementstein	nein	- Zu klein
Kapillarporen	Langgestreckt	Zementstein	bedingt	- Schwer zu erreichen - Nur der obere Porenbereich ist injizierbar
Luftporen	Kugelförmig	Zementstein	bedingt	- Kein Injektionszielobjekt - Meist isolierte Lage
Haufwerksporen	Variabel	Variabel	ja	- Injizierfähig, wenn erreichbar.
Schalenrisse	Langgestreckt	Oberfläche	bedingt	- Kein Injektionszielobjekt
Spaltenrisse	Flächenförmig	Meist vertikal	ja	- Wenn Spaltenaufweitung reicht, flächenförmig injizierbar
Arbeitsfugen	Flächenförmig	Horizontal	ja	- Wenn Fugenaufweitung reicht, flächenförmig injizierbar

Die Injizierfähigkeit hängt nicht nur von dem zu injizierenden Objekt, den Hohlräumen, ab, sondern auch wesentlich von den Eigenschaften der Suspension und des Injektionsverfahrens (siehe Abb. 5-12)

3.5 Poren- und Kluft-/Spaltenmodelle

Bei dem Versuch, die Hohlräume in Massenbeton genauer zu beschreiben, werden in der heutigen Literatur (*Cambefort (1969), Kutzner (1991)*) zwei Hohlraumarten unterschieden:

- Hohlräume im Lockergestein
- Klüfte und/oder Spalten im Fels

3.5.1 Hohlräume in Lockergestein – Porenmodelle

Die anhand von der Bauwerksvorerkundung entnommenen Bohrkerns weisen auf die Tatsache hin, dass sich besonders bei Stampfbeton lokal Kiesnester bilden können. Diese Kiesnester resultieren aus einem Mangel an Vermischung der Ausgangskomponenten. Solche Fehlstellen sind dem Lockergestein zuzuordnen. Die inhomogene Zusammensetzung des Lockergesteins verursacht einen kontinuierlichen Wechsel der Eigenschaften. Diese werden nach *Wöhrmann (1999)* von verschiedenen Parametern beeinflusst:

- Korndurchmesser
- Kornform
- Porendurchmesser
- Porenform
- Korngrößenverteilung
- Porendurchmesserverteilung
- Lagerungsdichte
- Adhäsion

Zur Veranschaulichung der Lagerung von Lockergestein sei in Abb. 3-6 das Kugelmodell von *Muckenthaler (1989)* erwähnt. Bei der angeführten Skizze handelt es sich um ein ideales Einkornmedium. Diese Vereinfachung ist praktisch nicht anzutreffen. Da die Zuschläge bei der Herstellung von Stampfbeton nicht in getrennten Siebungen erstellt wurden, sondern direkt vom örtlich nächsten Kiesvorkommen entnommen wurden, entsprechen die Kiesnester in Stampfbeton generell einem Haufwerk verschiedener Korngrößen. Der Begriff der Porenengstelle ist graphisch in Abbildung 3-6 erklärt.

Die Porenengstelle spielt bei der Injektion eine interessante Rolle und steht in direktem Zusammenhang mit der Kornverteilung des verwendeten Feinstzements. Diese Thematik stellt bei den in der Literatur (*Kutzner (1991)*) beschriebenen Injektionskriterien als besonders wichtig heraus.

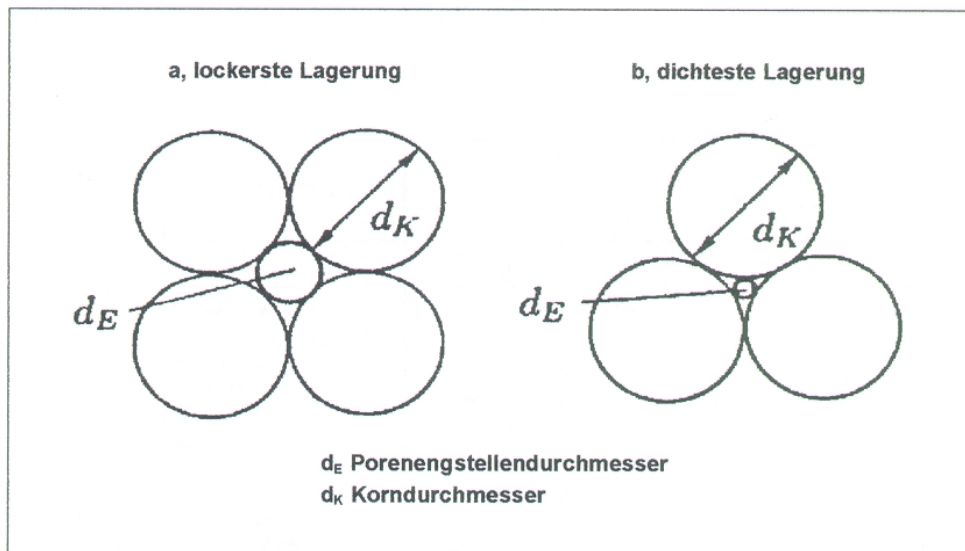


Abb. 3-6: Kugelmodell und Porenstellendurchmesser nach *Muckenthaler (1989)*

Dieses Gedankenmodell aus der Bodenmechanik unterscheidet nur zwei Lagerungsformen, die lockerste und dichteste Lagerung. Es ist ursprünglich für poröses Lockergestein entwickelt worden und für Porenengstellen in Beton nur bedingt geeignet. *Silveira (1965)* modifiziert dieses Modell dadurch, dass er die dichteste Lagerung aus sich berührenden Kugeln mit verschiedenen Durchmessern bestimmt. Die Annahme von *Silveira (1965)*, dass sich die Auftretenswahrscheinlichkeiten einer Korngröße gleich zu ihrem prozentuellen Massenanteil verhalten, weist *Ziems (1965)* mit dem Hinweis auf die Unterschätzung der Feinkörnungen zurück. Wendet man die pauschalisierende Systematik im Kugelmodell von *Muckenthaler (1989)* auf die räumliche Ausbreitung von Hohlräumen in Beton an, lässt sich wieder ein Modell erzeugen (Abb. 3-7). Angemerkt sei, dass in *Wolfseher et al. (1976)* dieses Modell zur Beschreibung des isothermen Gastransportes entwickelt wurde und seine Verwendung im Kapillarporenbereich findet. Wie bei *Silveira (1965)* werden Poren nach ihrer Größe differenziert. Jedoch kann dieses Modell ebenso zur Systematisierung im Grobporenbereich des Massenbetons herangezogen werden.

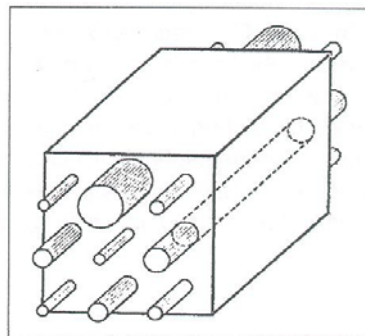


Abb. 3-7: Differenziertes Kapillarmodell mit zylindrischen Röhren (*Wolfseher et al. (1976)*)

Wegen der thematischen Weitläufigkeit der Theorie der Porenmodelle sei auf *Wöhrmann (1999)* verwiesen, der weitere Gedankenmodelle mit ihren Vor- und Nachteilen ausführlicher erörtert.

3.5.2 Klüfte und Spalten in Fels – Kluft- und Spaltenmodelle

Infolge von Rissbildung und Fugen weist Bauwerksbeton auch die Eigenschaften von Klüften und/oder Spalten auf. Spalten und Klüfte treten in der Natur in Felsformationen auf. Die erdachten Modelle wurden deshalb auch generell für die Beschreibung von Hohlräumen in Fels erstellt. Ihre Eigenschaften werden nach *Wöhrmann (1999)* von folgenden Größen bestimmt:

- Verwitterungsgrad
- Art der Trennflächen
- Anzahl der Trennflächensysteme
- Raumstellung der Schichten
- Kluftweiten
- Kluftabstände

Neben den dominierenden Transportwegen der Klüfte und Spalten sind stets auch Zonen poröser Gesteinsmatrix vorhanden. Klüfte und Spalten können nach ihrer Größe in Mikro- und Makrobereiche eingeteilt werden (Abb. 3-8).

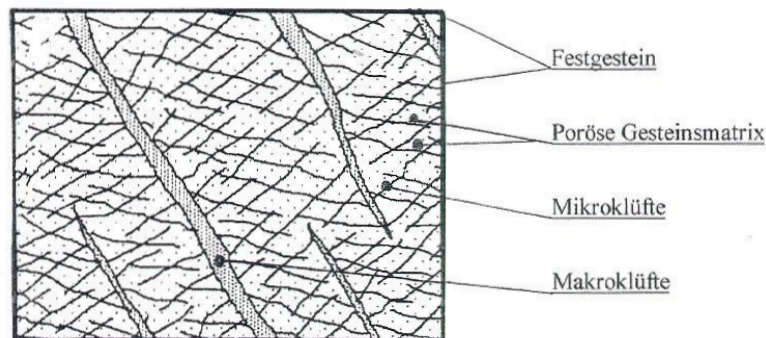


Abb. 3-8: Struktureller Aufbau von klüftigem Fels aus *Kröhn (1991)*

In Stampfbeton weisen die Arbeitsfugen, verglichen mit horizontalen Klüften oder Spalten im Fels, ebenfalls eine parallele Anordnung auf. *Wittke (1984)* entwickelte ein „Parallelkluft“ – Modell zur Berechnung der Wasserdurchlässigkeit von klüftigem Fels (Abb. 3-9).

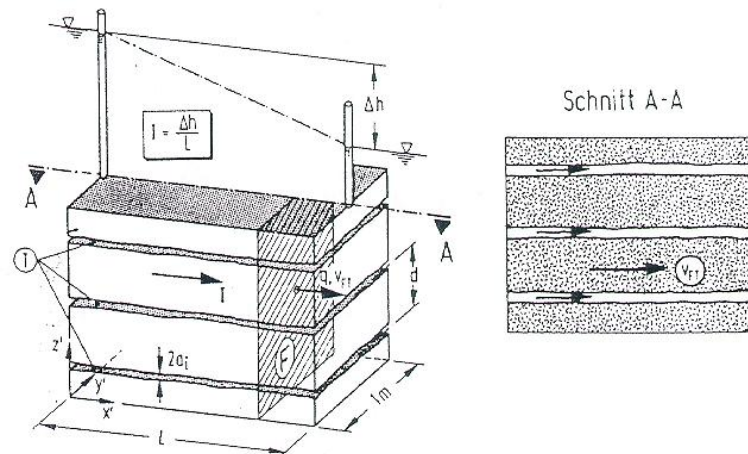


Abb. 3-9: Modell der Trennflächenscharen zur Bestimmung der Durchlässigkeit aus Wittke (1984)

Wittke (1984) bedient sich der Analogie zwischen der Durchströmung eines porösen Lockerbodens und eines aus Trennflächenscharen bestehenden zerklüfteten Gebirges (Wöhrmann (1999)). Diese Analogie ist nach Wittke (1984) deshalb zulässig, weil sich die Gesteinspakete zwischen den Trennflächen ähnlich wie die Körner im porösen Boden praktisch undurchlässig verhalten und das Wasser sich ausschließlich durch die Trennflächen ausbreiten kann. Dieses Modell ist, wie oben schon erwähnt, speziell für die Berechnung der Wasserdurchlässigkeit erstellt worden. Die Anwendung auf Stampfbeton lässt einige grundlegende Gemeinsamkeiten erkennen, doch es weist im Bezug auf die Annahme einer dichten Schicht zwischen den Trennflächen auch klare Unterschiede auf.

Wie im Modell nach Wittke (1984) treten im Stampfbeton die Arbeitsfugen als horizontale Trennflächen auf. Der grundlegende Unterschied von Modell und Praxis besteht darin, dass der primären horizontalen Ausbreitungsrichtung im Stampfbeton eine sekundäre, vertikal zur Trennflächenebene, folgt, die durch das Anschneiden von willkürlich verteilten Porenräumen entsteht. Eine Berechnung der Durchlässigkeit, die auf dem Filtergesetz von Darcy beruht, ist so nur unter großer Vorsicht zu genießen und zeigt im allgemeinen selten praktisch sinnvolle Werte Ewert (1997).

Dennoch wurden wegen der guten Übereinstimmung von diesem Modell und der Vorstellung von Stampfbeton weitere Überlegungen angestellt. In Kapitel 5 werden die Überlegungen und Berechnungen zu diesem Thema genauer erläutert. Weitergehende Theorien über Kluftmodelle sind in Wöhrmann (1999) enthalten.

3.6 Bildokumentation von Hohlräumen in Stampfbeton

Im Zuge der begleitenden photographischen Dokumentation wurden während des Untersuchungsverlaufes kontinuierlich Bildreihen erstellt, welche den äußeren und inneren Zustand der einzelnen Bohrkerns aus dem Wehr Jettenbach und der Kraftwerksanlage Finsing wiedergeben sollten. Folgende Zusammenstellung stellt einen visuellen Abriss der erfassten Hohlraumgebilde zur Verfügung. Zum Größenvergleich wurde bei den Photos, die keiner exakten Größenermittlung bedurften, als Vergleichsobjekt eine herkömmliche Stecknadel, wie sie in Abb. 3-10 gezeigt ist, verwendet.

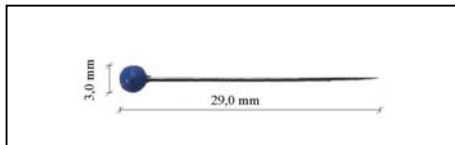












Abb. 3-10: Stecknadel als Vergleichsobjekt

Es wurde ein besonderes Augenmerk darauf gelegt, dass folgende Zusammenstellung übersichtlich ist und neben einem aussagekräftigen Photo nur noch die Beschreibung der wesentlichen Charakteristika beinhaltet. Im voraus wäre noch zu erwähnen, dass es sich um keine umfassende Zusammenfassung handelt, sondern nur um signifikante Beispiele, die bei der Untersuchung der Bohrkerns aus Jettenbach und Finsing aufgetreten sind.

Tab. 3-5: Tabellarische Bildokumentation von Hohlräumen in Stampfbeton

Bezeichnung	Photo	Beschreibung
Isolierte Haufwerkspore		Es sind keine Verbindungswege zu anderen Poren vorhanden. Die Pore ist vollständig mit Feststoff umgeben. (Wegen des fehlenden Vergleichsobjektes sei angemerkt, dass diese Pore 3 mm im Durchmesser zählt.)
Akkumuliertes Haufwerk mit Poren		Relativ grobe Zuschlagkörner erzeugen durchlässiges Gefüge. Zwischen den Berührungspunkten fehlt die Matrix mit sandigem Zuschlag. Die Größe der Poren wird durch die Größe des Zuschlags beschränkt.

<p>Lockeres Haufwerk in Porenkanälen</p>		<p>Im groben Porenkanal sind Zuschlagkörner mit Ausmaßen um 3 mm in einem lockeren Verbund angehäuft. Das Bindemittel fehlt komplett.</p>
<p>Poren an der Kontaktfläche von Zuschlag zu Matrix</p>		<p>Am Übergang von Zuschlag zu Matrix haben sich während des Verdichtungsprozesses Luftporen festgesetzt und erzeugen Bereiche höherer Durchlässigkeit.</p>
<p>Spalt an der Kontaktfläche von Zuschlag zu Matrix</p>		<p>Wie im vorhergehenden Bild legt sich die Mörtelmatrix nicht kompakt an den Zuschlag an. Es entsteht ein Hohlraum, der aufgrund seiner Durchlässigkeit für schädigende Auswaschprozesse anfällig ist.</p>
<p>Matrix zwischen Zuschlag mit isolierter Pore</p>		<p>In diesem Bild legt sich die Mörtelmatrix dicht zwischen die zwei großen Zuschlagkörner. Trotz der homogenen Verteilung tritt eine einzelne isolierte Pore auf.</p>
<p>Unvollständige Matrix am Zuschlag</p>		<p>Die Matrix umschließt das Zuschlagkorn, doch eine Füllung des Raumes zwischen den Zuschlägen konnte nicht erzeugt werden.</p>
<p>Kontaktzone von Zuschlag und Matrix</p>		<p>Um den Zuschlag ist eine erkennbare Schicht mit brauner Farbe vorhanden. Diese Schicht resultiert aus der mangelnden Säuberung des Zuschlags bei der Herstellung.</p>

Riss in einer Arbeitsfuge		Dieser beim Bohren entstandene Riss weist ungefähr eine Breite von 0,5 mm auf und erstreckt sich genau in der Fugenkontur.
Horizontale Arbeitsfuge		Dem oberen qualitativ guten Beton (dunkle Farbe) ist der untere (Matrix helle Farbe) mit einigen isolierten Poren angeschlossen.

4. Bauwerkserkundung – Prüfverfahren

4.1 Bauwerkserkundung – herkömmliche Prüfungsmethoden

4.1.1 Zerstörende Prüfung

In *Springenschmidt (1996)* wird auf die Möglichkeit der Entnahme von Bohrkernen verwiesen. Die üblichen Entnahmedurchmesser der zylindrischen Prüflinge sind 150 mm und 100 mm. Ein kleinerer Durchmesser von 50 mm darf nach *DIN 1048-2 (1991)* bei feingliedrigen oder stark bewehrten Bauteilen verwendet werden, um das Bauwerk wenig zu schädigen. Die Entnahmestücke werden spezifisch nach Verwendungszweck gelagert und zugeschnitten. Zylindrische Formen werden bei der Bestimmung der Spaltzugfestigkeit verwendet. Die Festigkeitsprüfung oder die Prüfung der Biegezugfestigkeit erfordern üblicherweise andere Abmessungen (*DIN 1048-5 (1991)*).

4.1.2 Zerstörungsfreie Prüfung

In *DIN 1048-2 (1991)* wird als zerstörungsfreies Prüfverfahren nur die Prüfung mit dem Rückprallhammer nach *E. Schmidt Modell N bzw. NR* behandelt. Die Methode liefert Aufschluss über das elastische Verhalten des Betons in oberflächennahen Schichten, aus dem unter bestimmten Voraussetzungen auf die Druckfestigkeit geschlossen werden kann. Weitere zerstörungsfreie Prüfverfahren werden von *Bunke (1991)* beschrieben. Auf die speziellen Methoden wird in Abschnitt 4.2 „Bauwerkserkundung – Besondere Prüfverfahren“ und in Abschnitt 4.3 „Tomographie“ eingegangen.

4.1.3 Festigkeitsprüfung

Die Festigkeitsprüfung zählt zu den häufig durchgeführten Prüfungen innerhalb einer Bauwerkserkundung. Sie wurde im Vorfeld dieser Untersuchungen an Proben der betrachteten Bauwerke durchgeführt. Nach *DIN 1048-5 (1991)* sind bei diesem Verfahren, die mit speziellen Druckprüfmaschinen gefahren werden, folgende Punkte zu beachten:

- Lagerung der Proben unter Wasser oder in der Feuchtekammer (20 ± 2) °C
- Korrekter Einbau der Probe in die Prüfmaschine
- Stetige Laststeigerung der Druckspannung um $(0,5 \pm 0,2)$ N/mm² pro Sekunde
- Ermittlung der Druckfestigkeit

$$\beta_D = \frac{F}{A} \quad (4-1)$$

mit	β_D	Druckfestigkeit [N/mm ²]
	F	Höchstlast in N
	A	Druckfläche in mm ²

Die Druckfestigkeit wurde innerhalb dieser Untersuchungsreihe anhand der entnommenen Bohrkern nicht mehr explizit ermittelt. Das Verfahren wurde jedoch als Beispiel für eine zerstörende Prüfung angefügt. Im weiteren Verlauf werden neben den besonderen Verfahren in Abschnitt 4.1 dieses Kapitels nur noch die für eine Untersuchung der Poren in Stampfbeton in Frage kommenden relevanten Prüfungsmethoden erläutert.

4.1.4 Quecksilber-Druckporosimetrie

In *Bunke (1991)* wird dieses Verfahren näher behandelt. Durch sogenannte Grobpräparation – wie Sägen, Spalten, Brechen – werden ausgewählte Bereiche von Bauwerkspuren (Zylinder, Würfel, Prismen) erhalten. Diese Stücke sollten nicht unter 10 bis 20 mm Dicke aufweisen. Die Zerkleinerung sollte schonend ablaufen, damit kein „sekundärer“ Porenraum (Mikrorisse) entsteht. Zur Analyse wird ein Granulat der Korngröße 2 bis 4 mm abgesiebt, welches getrocknet in zylindrische Gefäße gefüllt wird.

Bezüglich des Zuschlags werden je nach Analyseaufgabe zwei Fälle unterschieden:

- Porigkeit des Gesamtbetons: Der Probekörper wird vor der Zerkleinerung gewogen. Der Zuschlag und der Zementstein werden daraufhin getrennt und separat gewogen. Die berechnete Porigkeit des Zementsteins wird am Ende auf die Gesamtzusammensetzung des Betons bezogen. Bei Beton mit porigem Zuschlag kann die Messung der Porigkeit in einem Messvorgang ermittelt werden.
- Porigkeit des Zementsteins: Der Zuschlag wird bei der Zerkleinerung aussortiert und dann vernachlässigt.

Üblicherweise wird das Granulat durch Abblasen mit Stickstoffgas oder Pressluft gereinigt und schonend bei 50 °C bis 70 °C bis zur Massekonstanz in einem Trockenofen getrocknet. Die Probegefäße zur Analyse haben meistens ein Volumen von rund 6 cm³.

Vor der Füllung mit Quecksilber muss das Messgefäß evakuiert werden, wobei eine ordnungsmäßige Trocknung des Zementsteins eine wichtige Rolle spielt.

Die Oberflächenspannung des Quecksilbers wird mit $\sigma = 0,485 \text{ N/m}^2$ angenommen. Der untersuchbare Radienbereich liegt zwischen 180 μm bis $2 \cdot 10^{-4} \mu\text{m}$. Aus den Messdaten können folgende Werte berechnet werden:

- Spezifische Intrusionsvolumen [cm³/g]
- Mittlerer Porenradius [μm]
- Rohdichte [g/cm³]
- Dichte [g/cm³]
- Gesamtporigkeit [%]

Zur Gesamtbewertung der Porigkeit müssen in der Regel mehrere Prüfungen durchgeführt werden.

Die Auswertung erfolgt meist rechnergestützt. In *Bunke (1991)* wird auf fehlende Praxiserfahrung hingewiesen, was zur Folge hat, dass noch nicht alle Möglichkeiten zur Verwendung der ermittelten Daten ausgenutzt werden. Die Auswertung stellt sich in ihrem Umfang schwierig dar, produziert aber wegen der Rechnerunterstützung einfache und aussagekräftige Daten. Bei Veränderung dieser Datensätze ist Erfahrung in der speziellen Verfahrensform notwendig.

4.2 Bauwerkserkundung – Besondere Prüfverfahren

4.2.1 Radarortung

4.2.1.1 Beschreibung des Verfahrens

Die Radarortung ist nach *GGU (1995)* ein hochauflösendes Verfahren zur Bestimmung von Strukturen oder zur Objektdetektion im Untergrund und im Bauwerk aufgrund der Ausbreitung elektromagnetischer Wellen.

Radarmessungen beruhen grundsätzlich auf folgendem Konzept:

- Elektromagnetische Wellen werden ausgesandt.
- Die Wellenausbreitung erfolgt in Abhängigkeit von der Dielektrizität ε und der Leitfähigkeit σ .
- Durch Streuung, Reflexion, Beugung und Absorption tritt eine Schwächung der elektromagnetischen Wellen auf.
- An Kontrasten der Dielektrizität ε und der Leitfähigkeit σ treten Reflexionen auf, die vom Empfänger registriert werden.
- Eine digitale Signalverarbeitungseinheit zeichnet die Werte der reflektierten Strahlung auf.

Die Erfassung der Wellengeschwindigkeit erfolgt über eine Näherungsformel:

$$v = c / \sqrt{\varepsilon_r} \quad (4-2)$$

mit	v	Wellengeschwindigkeit [m/s]
	c	Vakuumllichtgeschwindigkeit ($2,99792 \cdot 10^8$ m/s) [m/s]
	ε_r	Relative Dielektrizitätskonstante [-]

Die Tiefe zwischen Reflexionszone und Oberfläche ergibt sich zu:

$$d = v \cdot t / 2 \quad (4-3)$$

mit	d	Abstand von Reflexionszone und Oberfläche [m]
	t	Impulslaufzeit [s]

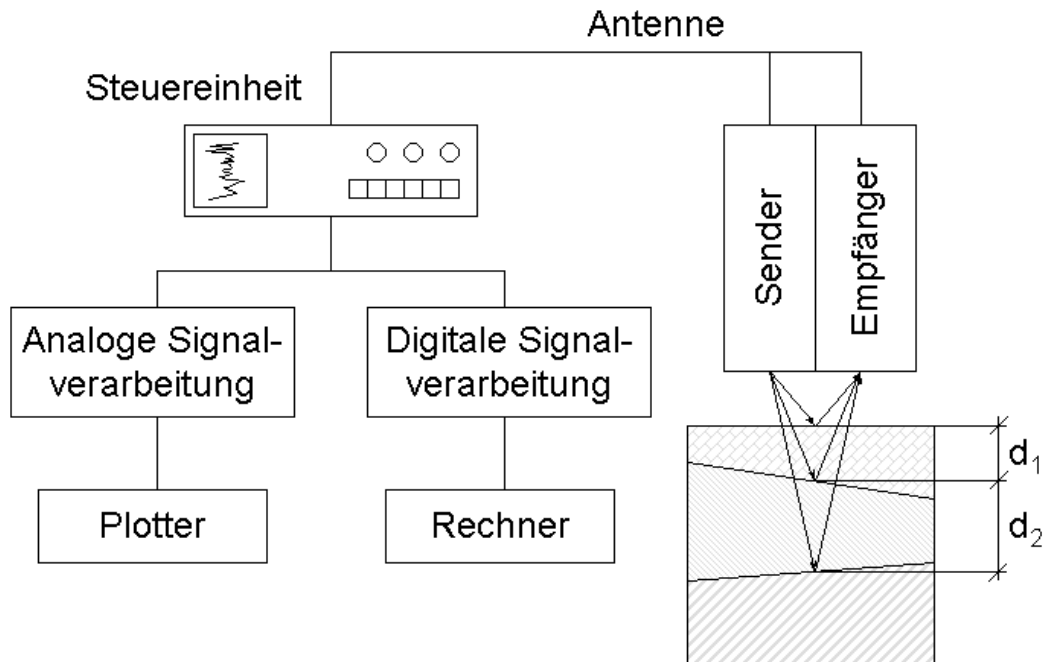


Abb. 4-1: Das Prinzip der Radarortung (nach *Bunke (1991)*)

Mit den in Tab. 4-1 angegebenen Werten für die relative Dielektrizitätskonstante von verschiedenen Materialien lassen sich einige grundlegende Überlegungen anstellen.

Tab. 4-1: Anhaltswerte für die relativen Dielektrizitätskonstanten unterschiedlicher Stoffe bei Pulsfrequenzen von etwa 1 GHz (aus *Bunke (1991)*)

Stoff	Relative Dielektrizitätskonstante ϵ_r
Luft	1
Wasser	81
Normalbeton, trocken	4 bis 6
Normalbeton, nass	30
Quarzsand, trocken	4 bis 6
Quarzsand, nass	30
Kalkstein	7
Granit	8
Ton, wassergesättigt	4 bis 6

Betrachtet man die relativen Dielektrizitätskonstanten ϵ_r genauer, kann man erkennen, dass die Werte angegebener Feststoffe zwischen den von Luft und Wasser schwanken. Demnach ist diese Konstante, welche die Messung entscheidend beeinflusst, sehr vom Wassergehalt abhängig. Berücksichtigt man die Tatsache, dass Beton vor allem in alten, wasserbaulichen Anlagen aufgrund erhöhter Durchlässigkeit einen variierenden Wassergehalt besitzen kann, ist die Aussagekraft dieses Verfahrens zu überprüfen. Da eine kontinuierliche Ermittlung der Dielektrizitätskonstante während des Messverfahrens zu aufwendig und teilweise nicht möglich ist, ist dieses Verfahren nur bedingt bei großen Bauwerken mit einem wechselnden Wassergehalt anzuwenden.

4.2.1.2 Anwendungen in der Praxis

Das Radarverfahren wird vor allem bei der Ermittlung von Betonschichtdicken angewendet. Hier gibt *Bunke (1991)* eine Genauigkeit von ± 10 mm an. Eine höhere Genauigkeit, z.B. bei der Untersuchung von Bohrkernen, kann mit einer größeren Abschwächung des Radarimpulses und einer geringeren Eindringtiefe erzielt werden.

Neben der Betonschichtdickenmessung wurden bereits folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Lokalisierung von Fehlstellen in Bauteilen (z.B. Kiesnester)
- Prüfung von Asphaltbelägen im Straßenbau (*Hugenschmidt (1999)*)
- Lokalisierung schlaffer und vorgespannter Bewehrung im Stahlbetonbau
- Prüfung des strukturellen Aufbaus von Erddämmen
- Lokalisierung von Altlasten im Untergrund
- Suche nach Bauwerksresten in der Archäologie

Die Auswertung der reflektierten Signale erfolgt anhand der Plotterausdrucke oder mit Hilfe eines Rechners. Sie ist wesentlich zeitaufwendiger als die Messung und kann nur von Fachleuten vorgenommen werden, die in der Lage sind, die gemessenen Radarprofile zu interpretieren (*Bunke (1991)*).

4.2.2 Ultraschallmessung

4.2.2.1 Beschreibung des Verfahrens

Schallimpulse werden als Longitudinalwellen von einem an der Oberfläche angebrachten Sender eingeleitet (*Bunke (1991)*). Sie durchlaufen die Probe und werden vom Empfänger aufgenommen. Die für die Laufstrecke benötigte Zeit wird vom Gerät angezeigt. Die Schallgeschwindigkeit ist nach der Gleichung

$$v = \frac{l}{t} \quad (4-4)$$

mit	v	Schallgeschwindigkeit [m/s]
	l	Messlänge [m]
	t	Laufzeit des Schallimpulses [s]

zu berechnen.

Für die Messung der Laufzeit reicht eine Genauigkeit von ± 1 % aus. Es werden 3 bis 5 Messungen pro Messstelle durchgeführt.

4.2.2.2 Anwendungen in der Praxis

Neben den in *DIN ISO 8047* angeführten Anwendungen sei noch die Druckfestigkeitsbestimmung mittels Ultraschall-Laufzeitmessung erwähnt.

Die Druckfestigkeit wird an Bohrkernen, die nach *DIN 1048-2 (1991)* behandelt wurden, geprüft. Es handelt sich hier um ein abgeleitetes Verfahren. Mittels einiger Probekörper, an denen später die Druckfestigkeit wie in Abschnitt 4.1.1 erläutert ist, ermittelt wird, wird das Gerät kalibriert. Ziel ist es, eine Regressionsgerade zu erstellen, die es ermöglicht, gemessenen Ultraschallgeschwindigkeiten eine Druckfestigkeit zuzuweisen.

Dieser Zusammenhang von Ultraschallgeschwindigkeiten und Druckfestigkeit darf nur angewendet werden, wenn es sich um einen Beton der gleichen Zusammensetzung handelt. Dieser Bedingung genügen im allgemeinen nur einzelne Bauteile oder Bauwerksabschnitte. Eine Analyse eines gesamten Bauwerks würde eine Ermittlung von vielen Regressionsgeraden bedeuten und wäre deshalb sehr aufwendig.

Günstig wirkt sich diese Methode bei großen Bauteilen und bei einer kontinuierlichen Untersuchung von Bohrkernen aus, die zur Eignungsprüfung hergestellt werden. Die einmal ermittelte Analogie zwischen Schallgeschwindigkeit und Druckfestigkeit kann so unter den gleichen Bedingungen auf andere Prüfkörper übertragen werden.

4.2.3 Hohlräumerkundung mit Endoskopen

4.2.3.1 Beschreibung des Verfahrens

Diese Methode der Bauwerkserkundung stammt aus der Medizin. Sie sorgt für eine visuelle Erfassung des Objektinneren. In Abb. 4-2 ist der Aufbau eines Endoskops dargestellt. Es besteht aus einer Bildübertragungseinheit, das eigentliche Endoskop, und einer Lichtquelle. An der Spitze ist das Endoskop mit einem Objektiv versehen, dessen Brennweite den Brennwinkel bestimmt und dem Untersuchungszweck anzupassen ist (*Bunke (1991)*).

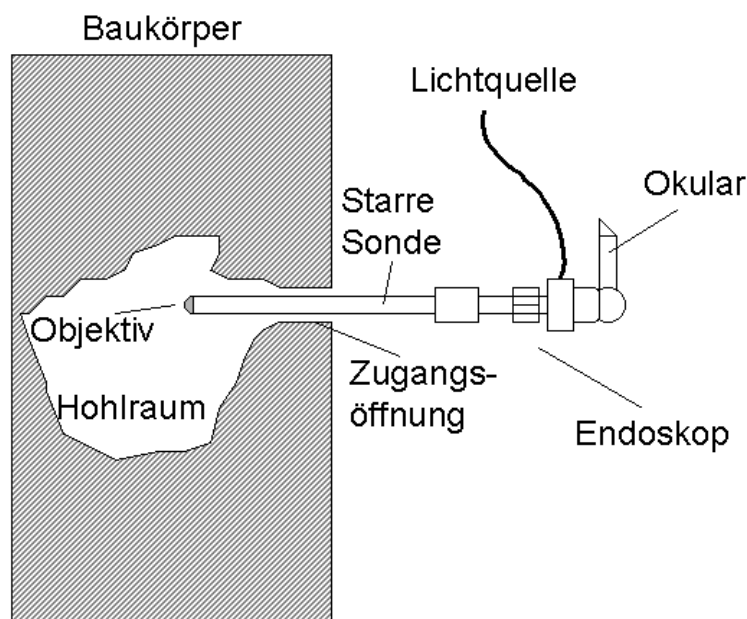


Abb. 4-2: Starres Endoskop (frei nach *Bunke (1991)*)

Das Bild kann über ein Okular oder direkt über ein elektronisches System auf einen Bildschirm übertragen werden. Die Bilderfassung schließt die Möglichkeit des Anschlusses von Photo- oder Videokameras ein. Die Beleuchtungseinheit besteht aus einer Kaltlichtquelle, von der das Licht über einen Lichtleiter (Glasfaserbündel) zur Sondenspitze geleitet wird. Die Sonde ist entweder stabförmig starr oder schlauchartig flexibel ausgebildet. Die Qualität der übermittelten Bilder hängt stark von der Qualität der verwendeten Komponenten ab.

4.2.3.2 Anwendungen in der Praxis

Das Endoskop ist ein rein visuelles Instrument zur Erkundung von inneren Bauteilbereichen. Es wird folglich auch nur dort angewendet, wo ein optischer Eindruck zur Beurteilung der Situation erreicht werden soll und zur Beurteilung der Situation genügen kann:

- Erkundung von Fugenausbildungen
- Überprüfung von Verankerungen
- Erkundung von Rissen und Rissverläufen
- Kontrolle von Spanngliedern
- Nachweis von Korrosionsschäden

Die Sonde wird über einen vorhandenen Hohlraum oder über ein gebohrtes Loch als starre oder flexible Konstruktion in das Bauwerk eingeführt. Die Durchmesser der Endoskope liegen zwischen 3 und 15 mm. Die Arbeitslängen belaufen sich auf bis zu 16 m. Ein Vorteil ist die leichte Handhabung und unmittelbare optische Erfassung.

4.2.4 Radiometrische Prüfverfahren

Diese Untersuchungsmethoden werden nur sehr kurz besprochen, da sie am Beispiel der Neutronen-Computer-Tomographie im nächsten Abschnitt genauer erklärt werden.

4.2.4.1 Beschreibung des Verfahrens

Bei der Untersuchung von Proben mit Röntgen- oder Gammastrahlen gibt es zwei Varianten, die Durchstrahlungsmethode und die Rückstreumethode. Bei der Durchstrahlungsmethode misst man die Intensität der Strahlung nach Durchgang des Strahlenbündels durch den Probekörper. Bei der Rückstreumethode mit der Oberflächensonde wird die zurückgestreute Strahlung gemessen. Diese Messungen benötigen einen Probekörper mit bekannten Eigenschaften, um kalibriert zu werden.

4.2.4.2 Anwendungen in der Praxis

Generell werden mit radiometrischen Verfahren der Feuchtigkeitsgehalt und die Rohdichte am Bauteil oder an entnommenen Bohrkernen ermittelt.

Die Durchstrahlungsmethode kann hierbei Dicken bis zu 700 mm durchdringen, wobei das Bauteil von beiden Seiten zugänglich sein muss, um Strahlenquelle und Detektor anzubringen. Die Rückstreumethode lässt bei einer Rohdichte von

2,20 g/cm³ eine Untersuchung bis zu 100 mm zu. Hierbei muss man darauf achten, dass die Gesamtdicke der untersuchten Probe größer als 200 mm ist, um Streueffekte ausschließen zu können. Der Fehler misst ca. ± 2 bis ± 5 % und kann sich bei ungünstiger Geometrie noch verschlechtern. Diese Verfahren werden in besonderen Fällen herangezogen:

- Kontinuierliche Ermittlung der Rohdichte von Frischbeton
- Risserkundung in Unterzügen und Betonstützen
- Lokalisierung von Fehlstellen in Beton

4.3. Tomographie

Im Zuge der Erforschung des Hohlraumgefüges in Beton sind schon mehrere Untersuchungsmethoden erläutert worden, die zu weiteren Erkenntnissen bei der Visualisierung und Bestimmung des Porenraumes führen könnten. Nach fachlichen Überlegungen und einer Abwägung der geeigneten Untersuchungsmethoden entschied man sich, eine Durchleuchtung mittels einer Neutronen-Computer-Tomographie durchführen zu lassen. Diese neuartige Methode wird neben dem Physik Department der TU München nur noch von der ETH Zürich und einer Forschungsgruppe in Japan durchgeführt. Zielvorgabe war es, eine 3D-Darstellung des Porenraumes zu erstellen.

4.3.1 Grundprinzip der Computer-Tomographie

Die Computer-Tomographie ist ein bildgebendes Untersuchungsverfahren, mit der unter der Verwendung von Sondenstrahlen (z.B. Gamma-, Röntgenstrahlen oder Neutronen) zweidimensionale Schnitte erzeugt werden können. Jede Projektion enthält die Information über das Wegintegral der Absorption der Strahlung im Objekt.

Das mathematische Modell ist bei *Wegner (1998)* ausführlich erläutert und die einzelnen Schritte Projektion, Inversion der Radon-Transformierten und Rückprojektion werden dort im Detail erklärt. Hier sei angemerkt, dass für die mathematische Auswertung der Neutronen-Computer-Tomographie einige Annahmen bezüglich der Strahlungseigenschaften getroffen wurden:

1. Es handelt sich um einen monochromatischen Neutronenstrahl.
2. Der Neutronenstrahl ist ein idealer Parallelstrahl.
3. Gestreute Neutronen treffen nicht den Detektor.
4. Außerhalb der Probe findet keine Wechselwirkung statt.

Durch Variation der Projektionsrichtungen lässt sich mittels Überlagerung der Summe aller Projektionen ein berechnetes Bild des Inneren eines durchstrahlten Körpers gewinnen.

Die Messstation setzt sich, wie in Abb. 4-3 gezeigt wird, aus folgenden Elementen zusammen (Wegner (1998)):

- Szintillator: Ein chemisches Gemisch wird durch die abgebremsten Neutronen zum Szintillieren angeregt und sendet Photonen aus.
- Umlenkspiegel: Dieser aluminiumbedampfte Oberflächenspiegel lenkt die Photonen zum Objektiv in Richtung der CCD-Kamera um, wobei er die Neutronen zum Strahlfänger hin passieren lässt.
- Strahlfänger: Er absorbiert die emittierten Neutronen nach dem Durchdringen des Untersuchungsobjekts.
- Objektiv: Es garantiert die Bündelung des Lichts und die exakte Abbildung auf den CCD-Chip.
- Gekühlte CCD-Kamera: Sie dient zur Erfassung und Verarbeitung des abgestrahlten Lichts. Eine angeschlossene Rechneinheit speichert die Daten für spätere Auswertungen.
- Rechneinheit: Die erfassten Daten werden hier gespeichert. Simultan wird die Drehung des Objekts, die Variation der Messparameter und die Öffnung der Neutronenquelle gesteuert.

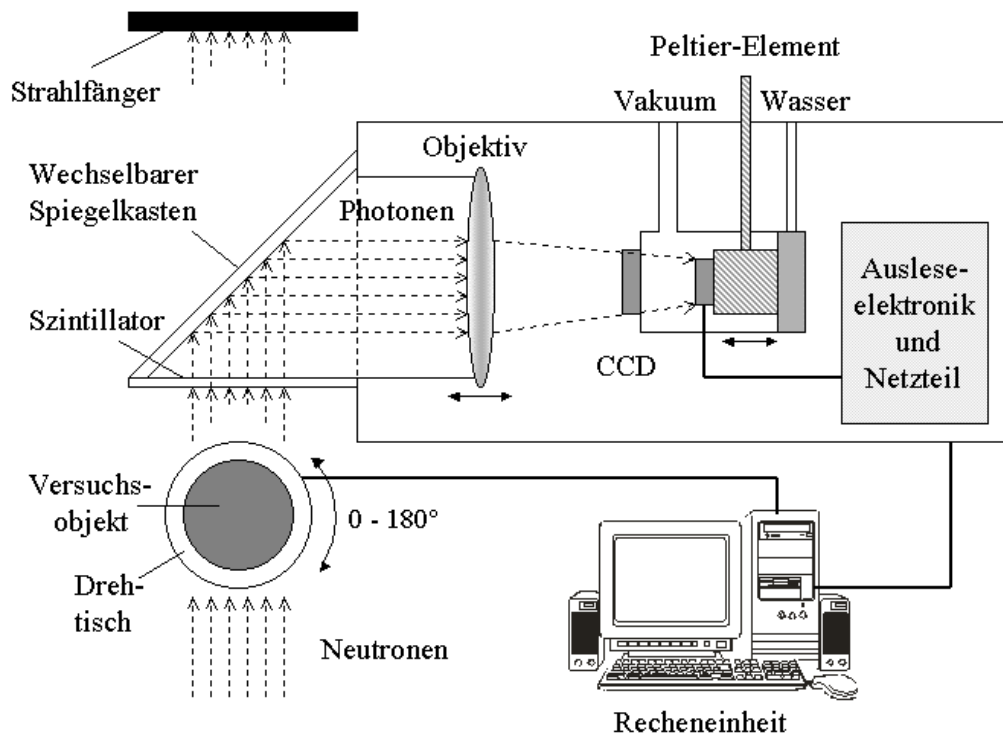


Abb. 4-3: Messaufbau der Neutronen-Computer-Tomographie des Physik Departments E21 der Technischen Universität München (nach Wegner (1998))

Neutronen werden durch das Untersuchungsobjekt geleitet und im sogenannten Strahlfänger sicher absorbiert. Beim Passieren des Szintillators (280 x 280 mm²) werden je nach Intensität der Neutronen unterschiedlich intensive Photonen erzeugt

und über einen Spiegel durch ein Objektiv auf einem CCD-Chip (10 x 10 mm²) messtechnisch erfasst. Gleichzeitig werden die Daten automatisch von einer angeschlossenen Rechereinheit gespeichert.

Um ein lückenloses Bild einer Ebene des untersuchten Gegenstands zu erhalten, muss die Probe für jede neue Projektion um einen bestimmten Winkel (0-180°) gedreht werden. Die Genauigkeit nimmt mit der Anzahl der Projektionen rasch zu, jedoch bleibt sie ab einer gewissen Größe praktisch konstant, so dass einer Steigerung der Auflösung des durchleuchteten Materials ein unverhältnismäßig hoher Aufwand entgegensteht. Im allgemeinen erreicht man mit ca. 64 Projektionen pro Schicht eine ausreichende Datentiefe. Bei den untersuchten Bohrkernen wurden 200 Projektionen pro Schicht durchgeführt, was eine sehr gute Auflösung zur Folge hatte.

Eine 3D-Visualisierung erhält man folglich, wenn man den Gegenstand über die Höhe in Ebenen durchleuchtet und mittels spezifischer Software einen volumenbehafteten Körper generiert. Der Versuchsstand ist so konstruiert und moduliert, dass er eine Probe mit der Höhe von 16 cm in 512 Schichten aufnehmen kann. Bei einer Höhe des Bohrkerns 15A von rund 11 cm ergibt das eine Anzahl vertikaler Schichten von 352. Generell wird der Schichtabstand von ca. 0,3 mm eingehalten.

4.3.2 Neutronen-Computer-Tomographie

Neben den bereits weit verbreiteten Technologie Röntgen- und Gammastrahlen stellt die Durchstrahlung mittels Neutronen eine praktische Alternative dar. Ein entscheidender Vorteil der Neutronen gegenüber herkömmlicher Durchstrahlungsmethoden liegt darin, dass Neutronen von schweren Elementen, wie z.B. Eisen, Wismut und Blei, weniger absorbiert werden, so dass dickere Objekte untersucht werden können. Die Detektion leichter Elemente (z.B. Wasserstoff) ist ebenfalls effizienter, weil Neutronen von Wasserstoff besonders stark gestreut werden. Ein Nachteil liegt in der Strahlaufhärtung. Polychromatische Neutronenstrahlung beinhaltet Neutronen verschiedener Energie. Die Strahlaufhärtung bezeichnet den Effekt, dass der Schwächungskoeffizient des untersuchten Materials für kleinere Energien größer ist als bei größeren Energien. Folge ist, dass das Ausgangsspektrum einen geringeren Anteil von Neutronen mit kleinerer Energie hat als das Eingangsspektrum (*Wegner (1998)*). Die Auswirkungen können durch eine Korrektursoftware, so wie sie in der Röntgentechnik bereits verwendet wird, behoben werden. Bei der Verwendung von Neutronen kann nach Aussage von *Dr. Burkard Schillinger*, wissenschaftlicher Angestellter der Technischen Universität München - Physik-Institut E21, dieser Effekt der Strahlaufhärtung wegen des relativ schmalen Energiespektrums von Neutronen vernachlässigt werden.

Die Objektausmaße sind begrenzt, da Neutronen zu dicke Körper nicht mehr durchdringen können. Im neuen Forschungsreaktor München II besteht die Möglichkeit, Proben bis zu 25 cm Durchmesser zu durchstrahlen. Die Materialeigenschaften des Untersuchungsobjektes spielen hierbei eine gewichtige Rolle.

Die verwendete CCD-Kamera ermöglicht eine Ortsauflösung bis ca. 200 μm . Die Reproduzierbarkeit von Daten, die über eine CCD-Kamera eingespeist werden, ist gut, d.h. dass die Daten ohne größeren Aufwand gespeichert und in ein visuelles Ergebnis transformiert werden können.

In *Schillinger et al. (1998)* sind Anwendungsobjekte geschildert, an denen diese Untersuchungsmethode erfolgreich durchgeführt wurde:

- Schwere, metallische Proben
- Waddickenmessung von Turbinenschaufeln
- Lokalisierung von Bauteilfehlern (Risse, Lunken, Inhomogenitäten)
- Nachweis von Korrosionsschäden
- Untersuchung archäologischer Proben

In Abb. 4-4 ist das Bild einer Turbinenschaufel und in Abb. 4-5 die tomographische Auswertung dieser zu sehen.

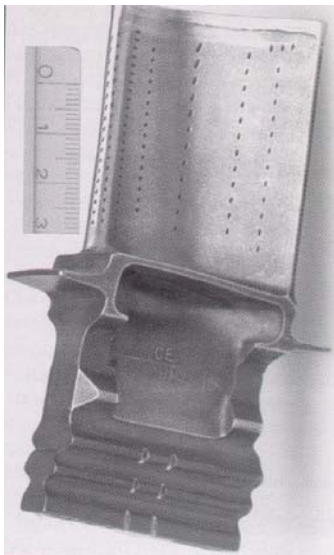


Abb. 4-4: Photographie einer Turbinenschaufel aus (*Schillinger et al. (1998)*)

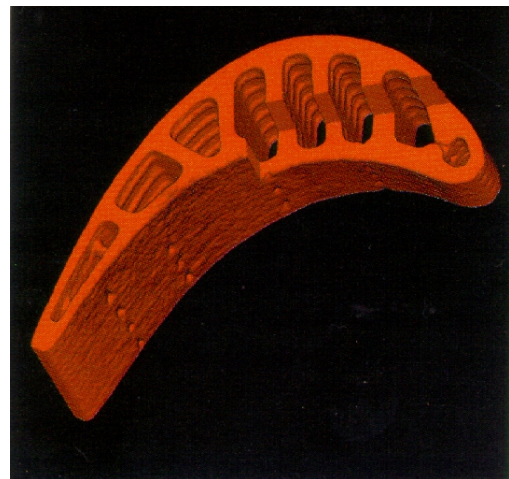


Abb. 4-5: Tomographische Auswertung einer Turbinenschaufel aus (*Schillinger et al. (1998)*)

Das Beispiel dieser Turbinenschaufel verkörperte eine Anregung, eine Neutronen-Computer-Tomographie durchführen zu lassen. Die Bedenken, ob die Materialeigenschaften eines zylindrischen Prüflings aus porigem Beton und die Auflösungsfähigkeit des Verfahrens für eine aussagekräftige Darstellung des Porenraumes geeignet sein würden, werden bei Anschauen der Ergebnisse in folgendem Abschnitt erörtert.

4.3.3 Ergebnisse der Neutronen-Computer-Tomographie

Wegen der anstehenden Stilllegung des Forschungsreaktors München I musste rasch die Untersuchung der Betonzylinder durchgeführt werden. Dabei wurde zuerst ein einzelner Körper durchleuchtet und aufgrund zufriedenstellender Ergebnisse zwei weitere Prüflinge aus den eigenen Versuchsreihen zur Durchstrahlung weitergegeben. Innerhalb dieser Arbeit werden nur die Ergebnisse der Untersuchungen an der ersten Neutronendurchstrahlung des Probekörpers Nr. 15A erläutert. Mit Hilfe einer 3D-Software der Firma *Volume Graphics GmbH* wurden aus den schichtweise ermittelten Datensätzen ein dreidimensionales Modell kreiert. Diese Darstellung beruht auf der Möglichkeit, Bestandteile des Untersuchungsobjektes, die gleiche Eigenschaften besitzen, herauszufiltern.

Es wurde versucht, die luftgefüllten Poren im Inneren des Objektes mit roter Farbe darzustellen. Abb. 4-6 zeigt den Prüfling 15A in einer Darstellung mit gefiltertem Luftraum. Die deutlich vermehrte Rotintensität an den beiden Enden des Körpers resultiert daraus, dass hier anstehende Luft noch mit durchsucht wurde. Oben stand eine reine Luftsäule an, dagegen war am Fuß des Körpers ein Luft-Klebstoff-Gemisch vorhanden. Die Grauschattierung entspricht dem Betonfeststoff, das mittels spezieller Filter so abgeschwächt wird, dass es mit dem Auge durchdrungen werden kann. In Abb. 4-7 ist eine Ansicht von Prüfling 15A näher erläutert.



Abb. 4-6: 3D-Darstellung von Probe 15A mittels Neutronen-Computer-Tomographie

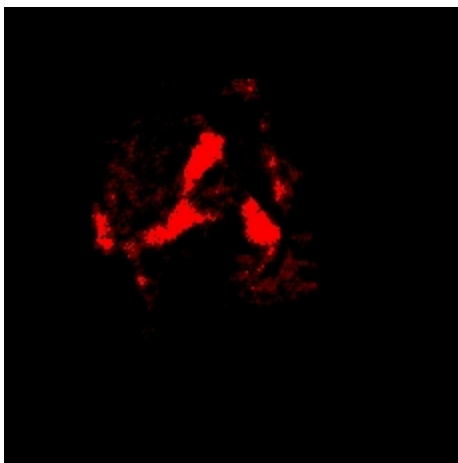
Anhand Abb. 4-7 unten können einige grundlegende Fakten erklärt werden. Sieht man von den erfassten Luft-Kleber-Gemisch und der anstehenden Luftsäule einmal ab, ist es möglich, einzelne Porenbereiche zu differenzieren. Auffällig ist die bläschenartige Wolke in der Mitte des unteren Drittels. Es wurde als Poren-Feststoff-Gemisch klassifiziert. Da das Verfahren nur exakt bis zu 200 μm arbeitet, ist auf die Tatsache zu schließen, dass hier viele variable und vor allem sehr kleine Luftporengrößen vorhanden sind.



Abb. 4-7: Ansicht einer Neutronen-Computer-Tomographie des Prüflings 15A mit Erläuterungen.

Oft wurde nach einer visuellen Begutachtung eines Prüflings entschieden, ob dieser Durchströmungsversuchen unterzogen werden sollte. Die außen befindlichen Rotstellen, die sich nicht in das oder durch das Innere erstrecken, verdeutlichen, dass ein visueller Eindruck noch kein ausreichendes Kriterium zur Beurteilung der Gesamtqualität des Probestückes darstellt. In Anbetracht der Abb. 4-7 wird der Eindruck verstärkt, dass sich solche Fehlstellen, in der Abbildung als „Angeschnittener Porenraum an der Oberfläche“ bezeichnet, willkürlich und nestartig über den Raum verteilen und so keine größere Aussagekraft bezüglich der Injizierfähigkeit besitzen können.

Neben der volumentreuen Erfassung kann man mit dieser Methode auch einzelne Schnitte und deren Luftporenanteil darstellen. Mit einer Anzahl von über 300 Schnitten bei einer gegebenen Untersuchungshöhe von ca. 11 cm erzeugte man eine Schnittdichte von etwa einem Schnitt pro 0,3 mm. In Abb. 4-8 kann man die Auswertung eines solchen Schnittes, der sich an der Unterseite des Prüflings befindet, betrachten.



Die luftgefüllten Hohlräume sind mit roter Farbe visualisiert worden. Die schwarze Hintergrundfarbe wurde als Kontrastverstärkung verwendet. Neben den klar deutlichen, farbigen Stellen sind auch dunklere Mischbereiche zu erkennen. Diese Bereiche sind die Übergangszonen von Feststoff zu luftgefüllten Poren und entstehen wegen der begrenzten Auflösung der Neutronen-Tomographie von $200 \mu\text{m}$.

Abb 4-8: Schnittbild durch Bohrkern 15A

4.3.4 Bewertung der Ergebnisse und zukünftige Verwendung der Neutronen-Computer-Tomographie im Bauingenieurwesen

Das angestrebte Ziel, eine 3D-Visualisierung des Porenraumes zu erstellen, wurde erreicht. Dabei war die Auswertung, die gänzlich auf sich im Entwicklungsstadium befindlicher Software gestützt war, mit einigem Aufwand verbunden. Neben der einwandfreien Durchstrahlungstechnik und der fehlerfreien Schaffung der für die 3D-Darstellung notwendigen Daten forderte die unmittelbare Auswertung hohe Rechnerkapazitäten und ein gewisses Maß an Erfahrung im Umgang mit der notwendigen Software. Die erzielte Genauigkeit war dennoch mehr als zufriedenstellend. Wegen der Einstellung des Betriebs von Forschungsreaktor München I war der Untersuchungsumfang auf drei Proben begrenzt.

Durch die Inbetriebnahme des neuen Forschungsreaktors München II wird sich durch deutlich kürzere Untersuchungszeiten eine Verbesserung des Messablaufs bei der Neutronen-Computer-Tomographie ergeben. Dadurch können Reihenuntersuchungen an Baustoffproben wirtschaftlich durchgeführt und Ergebnisse höchster Detailgenauigkeit erzielt werden. Diese Tatsache dürfte vorerst in der Grundlagenforschung eine größere Rolle als in der Baupraxis spielen. Die Genauigkeit und die einfache Verarbeitung der erzielten Daten machen diese Art der Baustoffuntersuchung interessant. Sicherlich stellt dieses Verfahren mehr als nur eine hochleistungsfähige Alternative zu konventionellen Methoden dar.

4.4 Zusammenfassung und Bewertung

Grund der Recherche über andere Prüfungsmethoden war die Suche nach Methoden, die Hohlräume in Massenbeton effizienter qualitativ und quantitativ erfassen zu können. In *Setzer (1975)* ist ein Schaubild zu finden, das ähnlich wie in Kapitel 3 die Porenarten im Beton mit ihren zugehörigen Untersuchungsmethoden aufführt (Abb. 4-3).

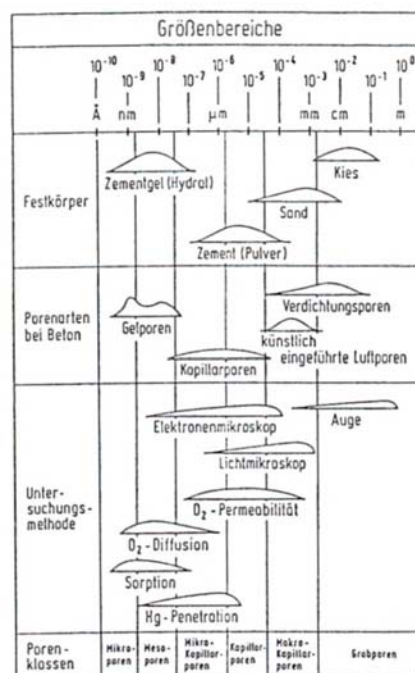


Abb. 4-3: Größenbereich der Betonbestandteile und Porenarten sowie zugehörige Untersuchungsmethoden aus *Setzer (1975)*

Für die Bauwerksvorerkundung des untersuchten Stampfbetons wurden in der Praxis vor allem herkömmliche Verfahren herangezogen. Mit Wasserabpressversuchen, Injektionsversuchen und der Entnahme von Bohrkernen wurde versucht, eine aussagekräftige Beurteilung der Betonqualität zu erzeugen. Ob und wiefern die erwähnten, innovativen Untersuchungsmethoden unterstützend zur Erkundung beitragen können, wird in Tabelle 4-2 abgeschätzt. Die einzelnen Verfahren wurden dabei nach ihrer Möglichkeit der Bestimmung der Hohlräume beurteilt. Wirtschaftliche und praktische Gründe wurden ebenfalls berücksichtigt.

Tab 4-2: Zusammenfassung von Prüfverfahren im Bezug auf Hohlraumerfassung

Art der Untersuchung	Erfassung der Hohlräume	Kosten	Genauigkeit	Bemerkung
Quecksilber-Druckporosimetrie	Ermittlung der mittleren Porenradien und gleichzeitig der Rohdichte	Mittel	180 bis $2 \cdot 10^{-4} \mu\text{m}$	Erfassung des Kapillarporenbereichs, spezielle Analyse bei Haufwerksporen
Radarortung	Quantitative, indirekte Ermittlung über Wellengeschwindigkeiten	Hoch	Bis zu 10 mm	Interpretation der Ergebnisse schwierig, einmaliges Kalibrieren notwendig
Ultraschall	Quantitative, indirekte Ermittlung über Schallgeschwindigkeit	Hoch	Keine Angaben	Bei gleichartigen Proben Minderung der Kosten, häufiges Kalibrieren notwendig
Endoskopie	Optisch, qualitativ sehr gut.	Mittel bis gering	Reales Bild	Einfaches stichprobenartiges Instrument
Röntgen- und Gammastrahlen	Quantitative, indirekte Ermittlung über die Schwächung der Strahlung	Hoch bis mittel	Fehler von 2 bis 5 %	Niedrige Intensität der Strahlung vermindert Genauigkeit, einmaliges Kalibrieren notwendig
Neutronen-Computer-Tomographie	Indirekt optisch, qualitativ und quantitativ über die Schwächung der Neutronenstrahlung	Sehr hoch	200 μm	Auf Proben beschränkt, nur in Strahlungslabor durchführbar, radioaktiv

In Anbetracht der hohen Kosten und der Unverzichtbarkeit auf die Grunduntersuchungen bei der Bauwerksvorerkundung von Gebäuden mit Stampfbeton sind derartige „Sonderverfahren“ im Einzelfall unterstützend anzuwenden.

5. Eigene Untersuchungen

5.1 Beschreibung der Entnahmebauwerke und der Bohrkernproben

5.1.1 Wehranlage Jettenbach

Die Bayernwerk Wasserkraft AG betreibt am Inn bei Flusskilometer 127,96 die Wehranlage Jettenbach. Dieses Bauwerk wurde in den Jahren 1919 bis 1924 errichtet und leitet den Inn über den Innkanal weiter zu dem Kraftwerk in Töging.

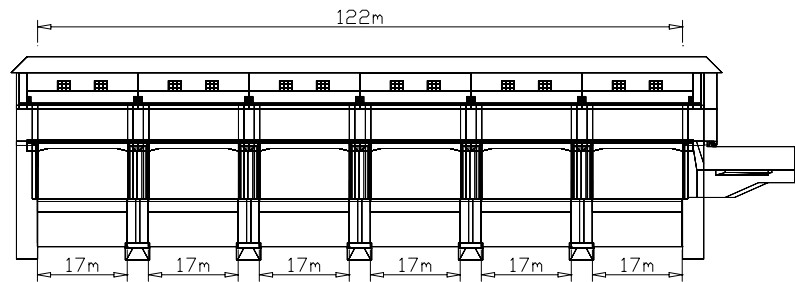


Abb. 5-1: Ansichtsskizze vom Wehr Jettenbach

Die Staustufe besteht aus einem Einlaufbauwerk zum Innkanal mit einem Ausbauzufluss von $340 \text{ m}^3/\text{s}$, einem Kleinkraftwerk mit einer Francisturbine mit Ausbauzufluss von $5 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem sechsfeldrigen beweglichen Wehr (Abb. 5-1). Dieses Wehr steht im Mittelpunkt des Interesses, da dort Injektionsarbeiten durchgeführt wurden. Innerhalb dieser Arbeit erfolgte die Untersuchung von Bohrkernen aus diesem Wehr. Die genaue Lage dieser Bohrkernproben wird im Anhang auf Seite 1 gezeigt. Mit einem Stauziel von $Z_S = 403,35 \text{ m} + \text{NN}$ und einem Unterwasserstand von ca. $394,00 \text{ m} + \text{NN}$ ergibt sich die Fallhöhe von $9,35 \text{ m}$. Die lichte Weite eines Wehrfeldes beträgt $17,00 \text{ m}$; die Breite eines Wehrpfeilers beträgt $4,00 \text{ m}$; das Wehr erreicht insgesamt eine Breite von 122 m . Die Gründung erfolgte auf Caissonfundamenten, die in den auf ca. $12,00 \text{ m}$ anstehenden Flinzhorizont eingebunden sind. Die Wehrsohle besteht aus einer $2,50$ bis $2,00 \text{ m}$ dicken Betonplatte. Eine Spundwand verschließt den Bereich zwischen den Pfeilern unterhalb der Wehrplatte und bindet in den dichten Untergrund ein. Zur Energieumwandlung dient ein grober Steinbewurf hinter den Wehrplatten. Die Verschlusseinrichtung besteht aus Doppelhakenschützen, die über Windwerke angetrieben werden.

Das Wehr Jettenbach weist eine ungewöhnliche Konstruktion auf. In *Dressler (1993)* wird im Zuge einer erstellten Sicherheitsanalyse die Fehlkonstruktion nach modernen Erkenntnissen in folgenden Punkten festgestellt:

- Fehlen eines oberstromigen Sporns an der Wehrplatte
- Unterstromige Kolkmauer als Abschluss der Wehrplatte
- Fehlen einer ordentlichen Energieumwandlungsanlage

„Nach heutiger Aussage sollte der Querschnitt eigentlich genau umgedreht sein, wobei die unterstrom sitzende Spundwand durchlässig gestaltet sein müsste.“ (*Dressler et al. (1993)*). Konzepte zur Ertüchtigung des Bauwerks sind ebenfalls in *Dressler et al. (1993)* erarbeitet worden.

Wildner et al. (2000) und *Schäfer (2000)* haben sich mit dem Wehr Jettenbach, insbesondere mit den dort ausgeführten Injektionsarbeiten, näher beschäftigt.

5.1.2 Kraftwerk Finsing

Die Bayernwerk Wasserkraft AG betreibt am ca. 54 km langen Isar-Kanal (Werkkanal) zwischen München und Moosburg bei Kanalkilometer 16,6 das Kraftwerk Finsing. Der Ausbauzufluss der installierten Francis- und Kaplan-turbinen beläuft sich auf 125 m³/s. Im Zuge der Instandsetzungsarbeiten an der kompletten Kraftwerksanlage wurden im August und September auch Injektionsmaßnahmen an Teilen der Gesamtanlage durchgeführt. Auf Seite 2 des Anhangs sind die injizierten Bereiche (Wand-Vorfluter (WV), Wand-Kanal (WK), Pfeiler-Vorfluter (PV), Pfeiler-Kanal (PK)) und die Lage der untersuchten Bohrkernproben dargestellt.

Auf die Wasserabpressversuche bei der Bauwerksvorerkundung und die Injektionsergebnisse geht *Wildner et al. (1998)* näher ein.

5.1.3 Auswahl der Bohrkernproben

Die zu weiteren Untersuchungen geeigneten Bohrkernproben wurden nicht zufällig gewählt. Es wurden folgende Auswahlkriterien herangezogen:

- Poröse Oberfläche
- Verhältnis von Höhe zu Durchmesser 2:1
- Verfügbarer Größtdurchmesser

Die poröse Oberfläche wurde unter Augenschein festgestellt. Bei den Proben aus Jettenbach/Reihe1 war man darauf bedacht, nach *DIN 18137-2 (1990)* ein Höhenmaß von dem 2 bis 2,5-fachen des Durchmessers zu erzielen. Nach der Feststellung der einaxialen Undurchdringbarkeit einer Vielzahl der Probekörper wurden einzelne Prüflinge auf Höhen zugeschnitten, die ein Durchdringen ermöglichen sollten. Die Probekörper aus Finsing/Reihe1 und aus Jettenbach/Reihe2 wurden unter dem Hauptaugenmerk der möglichen Durchströmung ausgewählt und dimensioniert. Die zur Untersuchung vorbereiteten Bohrkernproben aus Jettenbach haben generell einen Durchmesser von ca. 10 cm. Aus Finsing standen vornehmlich Kerne mit dem Durchmesser 6 cm zur Verfügung.

Es wurden insgesamt aus 21 Kisten 40 Bohrkernproben entnommen. Die Nummern 1 bis 23 und 35 bis 40 stammen aus dem Wehr Jettenbach und die Proben 24 bis 34 sind der Kraftwerksanlage Finsing zuzuordnen. Anhang Seite 3 liefert eine Liste der Bohrkernproben und deren Herkunft. Die Seite 4 des Anhangs zeigt die Verteilung der Probekörper auf die Bohrkernhöhe wieder und stellt den ermittelten volumenbezogenen Wasseraufnahmegrad graphisch dar. Insgesamt wurden Bohrkernproben von 12 unterschiedlichen Bohrlöchern untersucht.

5.2 Beschreibung des Stampfbetons

5.2.1 Herstellung des Stampfbetons beim Bau von Wasserkraftanlagen zu Beginn des 19. Jahrhunderts

Otto (1999) beschreibt das Herstellungsverfahren von Stampfbeton zu Beginn des letzten Jahrhunderts am Beispiel des Stauwehres Eglisau am Hochrhein, dessen Form und Aufgabe mit denen des Wehres Jettenbach zu vergleichen sind. Ebenso zeigen die Bauzeiten mit 1915 bis 1920 in Eglisau und 1919 bis 1924 in Jettenbach, dass diese Bauwerke nach dem gleichen Stand der Technik insbesondere der Betontechnologie errichtet wurden.

Die Herstellung der Wehrkonstruktionen aus Stampfbeton im Wasserbau zu Beginn des letzten Jahrhunderts lässt sich charakteristisch am Beispiel des Pfeilerbaus der Wehranlage Eglisau in folgende Schritte unterteilen:

- Gründung auf vorgefertigtem Caisson
- Etappenweise Vormauerung aus Granit in Höhe von 1,5 m
- Lageweiser Einbau des Stampfbetons in Schichten von 0,30 m
- Gleichzeitige Absenkung des Caissons bis auf Solltiefe

Diese Vorgehensweise entsprach dem damaligen Stand der Technik. Der Bauablauf wurde anhand alter Photos rekonstruiert. Einen Beweis für die Unstetigkeiten im damaligen Bauablauf erbringt die in Anlage Seite 5 anhand eines Bohrkernabschnitts aus Finsing ermittelte variierende Stampfbetonschichthöhe. Zum besseren visuellen Verständnis wurde die Farben des Originalphotos invertiert, d.h. helle Farben des Originals sind durch dunkle Farben ersetzt worden. Zusätzlich wurde eine Skizze zur Einteilung der erhaltenen Schichten beigefügt.

Die Schichthöhe wurde an zwei kompletten Lagen zu ca. 30 cm und zu ca. 22 cm ermittelt. Die Aufmerksamkeit sei hier auf die Größe des Zuschlags gerichtet. Dieser schwankt lagenweise. Betrachtet man den Bauablauf genauer und insbesondere das Herstellungsverfahren des Betons kann folgender Zusammenhang abgeleitet werden. Die Ausgangsgröße bei der Herstellung war vermutlich, wie es auch heute der Fall ist, der Zement. Die Technik der Wägung und Volumenbestimmung waren zudem noch nicht weit entwickelt, wodurch es wieder zu Ungenauigkeiten beim Mischen gekommen ist. Der Zuschlag wurde direkt aus der Kiesgrube entnommen. Die Größe und Güte war von den lokalen Gegebenheiten abhängig. Bei Transport und Lagerung könnten zusätzlich Entmischungsvorgänge stattgefunden haben. Auf der Baustelle wurde Zement, Wasser und der Zuschlag gemischt, wobei nun Chargen unterschiedlicher Qualität hergestellt wurden. Erhielt man Chargen mit feinerem Zuschlag, war die Verdichtungsarbeit effektiver. Man erhielt deshalb geringere Schichthöhen mit weniger Porengehalt. Bei Chargen mit grobem Zuschlag war die Verdichtungsarbeit mühsam und Poren verblieben im Frischbeton. Ausspülungsprozesse mit resultierender Erhöhung der Durchlässigkeit waren besonders in diesen Lagen mit grobem Zuschlag vorhanden.

Die Betonqualität weist hohe Schwankungsbereiche aufweisen. Neben gut erhaltenen Abschnitten, die besonders in Oberflächennähe und in trockenen Bereichen auftreten, sind Zonen mit Durchlässigkeiten von $k > 10^{-5}$ m/s keine Seltenheit.

5.2.2 Qualität des Stampfbetons

Beim Bau der Anlagen sind besonders bei der abschließenden Verfüllung der Caissons, dessen Absenkung und Verfüllung am Beispiel der Wehranlage Eglisau unter Tage und unter Druckluft durchgeführt wurden, wegen dieser ungünstigen Arbeitsbedingungen beachtliche Hohlräume entstanden, die laut *Otto (1999)* Mächtigkeiten bis zu 0,80 m annehmen können.

Folgende Verarbeitungsmerkmale sind hervorzuheben:

- Entnahme des Zuschlags direkt aus dem nächstem Kiesvorkommen.
- Fehlen einer abgestimmten Kornzusammensetzung (Abb. 5-2)
- Keine Reinigung des Zuschlags von Haft- und Schmutzstoffen (Abb. 5-3)
- Mangelnde Misch- und Verdichtungsarbeit wegen fehlender Technik



Abb. 5-2: Unverhältnismäßig grobes Korn des Zuschlags aus Jettenbach



Abb. 5-3: Holzpartikel im Betongefüge in Bohrkern aus Finsing

In Abb. 5-2 ist ein Bohrkern aus Jettenbach dargestellt, der im Zuge der Beanspruchungen der Untersuchungen an der Kontaktfläche zu dem groben Korn gebrochen ist. Da dieses Grobkorn angebohrt wurde, kann die wahre Größe nur abgeschätzt werden. Neben diesem Beispiel wurden noch etliche andere gefunden, die von ähnlicher Größe waren. Das Größtkorn dürfte Ausmaße von Grobkies / Schotter überschreiten und eher im steinigen Bereich über 63 mm liegen. Eine Einteilung der Bodenarten ist in Abb. 5-4 gegeben.

Bereich/Benennung		Kurzzeichen	Korngrößenbereich mm
Grobkornbereich (Siebkorn)	Blöcke	Y	über 200
	Steine	X	über 63 bis 200
	Kieskorn	G	über 2 bis 63
	Grobkies	gG	über 20 bis 63
	Mittelkies	mG	über 6,3 bis 20
Feinkies	fG	über 2,0 bis 6,3	
Sandkorn	Grobsand	S	über 0,06 bis 2,0
	Mittelsand	gS	über 0,6 bis 2,0
	Feinsand	mS	über 0,2 bis 0,6
	Feinsand	fS	über 0,06 bis 0,2
Feinkornbereich (Schlammkorn)	Schluffkorn	U	über 0,002 bis 0,06
	Grobschluff	gU	über 0,02 bis 0,06
	Mittelschluff	mU	über 0,006 bis 0,02
	Feinschluff	fU	über 0,002 bis 0,006
Tonkorn (Feinstes)		T	unter 0,002

Abb. 5-4: Einteilung der Bodenarten (nach *Rodatz (1995)*)

In Jettenbach schwankt die Größe des Zuschlags erheblich. Wurden an einigen Proben Kornklassen von 8/32 mm festgestellt, variiert die Zuordnung an manchen Prüflingen von 4/16 mm bis 2/128 mm. In Finsing ist der Zuschlag insgesamt etwas kleiner und die Schwankungen treten in Bereich von 4/16 mm bis 2/32 mm auf.

An manchen Proben wurde auch das Fehlen von Zuschlägen im grobsandigen Bereich 1/4 mm bemerkt. Dieser Mangel kann einerseits dem fehlerhaften Herstellungsprozess wie auch Ausspülvorgängen zugeordnet werden.

5.3 Bestimmung der Trockenrohichte und der Wasseraufnahme

5.3.1 Bestimmung Trockenrohichte

Die Bestimmung wird innerhalb dieser Untersuchungen mit dem nach DIN genormten Ausmess-Verfahren durchgeführt. Standardisiert ist diese Norm unter dem Namen Prüfung *DIN 52102-RE-VA*.

Nach Formel

$$\rho_d = \frac{m_d}{V_0} \quad (5-1)$$

mit	ρ_d	Trockenrohichte [g/cm ³]
	m_d	Trockenmasse [g]
	V	Probenvolumen [cm ³]

wird zuerst die Trockenmasse und das Volumen bestimmt und dann deren Quotient gebildet. Die Trockenmasse wird nach der Trocknung bis zur Massekonstanz der Probe im Trockenschrank durch Wägung festgestellt. Die Trockenmasse einer Probe bzw. Messprobe gilt als erreicht, wenn sich deren Masse innerhalb von 24 h um nicht mehr als 0,1 % ändert. Die zuletzt festgestellt Masse ist die maßgebende Trockenmasse m_d (*DIN 52103 (1988)*).

Das Volumen wird gemäß dem Ausmess-Verfahren ermittelt. Die Probenhöhe und der Probendurchmesser werden an drei gleichmäßig über die Probe verteilten Stellen mit der Schieblehre auf eine Genauigkeit von 0,1 mm ermittelt. Das arithmetische Mittel dieser Messwerte geht in folgende Formel zur Volumenberechnung der zylinderförmigen Proben ein:

$$V = \frac{d^2}{4} \cdot \pi \cdot h \quad (5-2)$$

mit	V	Probenvolumen [cm ³]
	d	Probendurchmesser (arithmetisches Mittel) [cm]
	h	Probenhöhe (arithmetisches Mittel) [cm]

5.3.2 Bestimmung der Wasseraufnahme

Wie in *Conrad (1999)* wurde zur Bestimmung der Wasseraufnahme von Massenbeton eine Vorgehensweise nach *DIN 52103 (1988)* gewählt.

Die Wasseraufnahme bezeichnet die Differenz von Trockenmasse zu der Masse der wassergelagerten Probe.

$$W_a = m_{w,a} - m_d \quad (5-3)$$

mit W_a Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck [g]
 $m_{w,a}$ Sättigungsmasse [g]

Der volumenbezogene Wasseraufnahmegrad errechnet sich zu:

$$W_{v,a} = \frac{W_a \cdot \rho_d}{m_d \cdot \rho_w} \cdot 100\% \quad (5-4)$$

mit $W_{v,a}$ volumenbezogener Wasseraufnahmegrad [%]
 ρ_w Dichte von Wasser (Annahme: 1g/cm³) [g/cm³]

Nach *Schwiete et al. (1966)* kann der Wasseraufnahmegrad mit der offenen Porosität gleichgesetzt werden:

$$n_{eff,w} = W_{v,a} \quad (5-5)$$

mit $n_{eff,w}$ offene (effektive) Porosität aus der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck [%]

5.4 Durchlässigkeitsversuche

Die Injizierfähigkeit wird zuerst anhand von Durchströmungsversuche abgeschätzt. Im dieser Arbeit wurden zwei unterschiedliche Verfahren zur Wasserdurchlässigkeitsprüfung erprobt. Der Versuchsstand war von *Conrad (1999)* für eindimensionale Durchlässigkeitsversuche entwickelt worden und ist seitdem nur leicht modifiziert worden. Diese eindimensionale Untersuchungsmethode basiert wesentlich auf vorhandene Prüfverfahren zur Ermittlung der Eindringfähigkeit von Verpressgut in Lockergestein. Als Anregung dienten u.a. der „Sandsäulen-Injektionsversuch“ nach *DAfStb (1990)* und die „Prüfung des Injektionsverfahren“ nach *ZTV-Riss 93 (1993)*. *Conrad (1999)* beschreibt diese Verfahren für Injektionen im Lockergestein ausführlich. Ziel war es, einen Versuchsstand zu erbauen, an dem Wasserdurchlässigkeitsversuche und Injektionsversuche durchführbar sind. Nach der Modifikation des Aufbaus mit einer rechnergestützten Datenerfassung des Druckes und der Wägvorgänge wurden die eindimensionalen Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Als Grundaufbau für die Wasserabpressversuche mittels „Mini-Packer“ diente ebenfalls dieser Versuchsstand.

5.4.1 Eindimensionale Durchströmungsversuche

5.4.1.1 Aufbau des Versuchsstandes

Der Versuchsstand wird umfassend in *Conrad (1999)* behandelt und wird hier nur strukturell und in Anbetracht der vorgenommenen Veränderungen erläutert.

Die Bestandteile des Versuchsstandes nach *Conrad (1999)*:

- Durchströmungszelle (in *Conrad (1999)* als „Injektionszelle“ bezeichnet): Dem Vorbild einer Triaxialzelle nach *DIN 18137-2 (1990)* wurde eine ähnliche Konstruktion nachgebildet. Die Haltevorrichtung, bestehend aus einer schraubfähigen Kopfplatte, kann Proben von 5 bis 30 cm Höhe aufnehmen. Die Außenwand besteht aus einem Acrylglaszylinder, der den Durchmesser der zu untersuchenden Proben auf ca. 15 cm begrenzt. Die Zelle wird von unten nach oben durchströmt.
- Schlauchpumpe: Das Modell 1200S der Firma *PPW-Polyplan Werkzeuge GmbH* sorgt von einer elektronischen Bohrmaschine angetrieben für den Pumpbetrieb, wobei über eine stufenweise Drehzahlregelung Drücke bis zu 15 bar erzeugt werden können.
- Druckmessung: Ein kalibrierter piezoresistiver Druckaufnehmer der Firma *KISTLER Instrumente AG* misst Drücke bis zu 10 bar. Es sei angemerkt, dass bei Injektionsversuchen dieser Druckaufnehmer durch eine spezielle Gummimembran der Firma *MAPA GmbH* geschützt wurde. Zur stetigen Überprüfung werden diese Drücke in elektrische Spannungen umgewandelt und über einen piezoresistiven Verstärker an ein Spannungsmessgerät angeschlossen, an dem 1 bar als 1 Volt angezeigt wird. Zur Druckregelung wurde vor dem Druckaufnehmer ein mechanischer Druckminderer des Herstellers *PPW-Polyplan Werkzeuge GmbH* installiert.
- Waagen: Die Waagen dienten zur Messung des Gewichts der Flüssigkeitsmengen, die aus dem Vorratsbehälter durch den Körper in einen Auffangbehälter flossen.
- Behälter: Als Vorratsgefäß für Verpressgut und Wasser stand anfänglich ein Behälter mit einem Fassungsvermögen von 6 Litern und Auslaufhahn zur Verfügung.
- Agitator: Ein elektrisches Rührgerät mit entsprechendem Rührstab sorgte für ein ausreichendes Dispergieren der Suspension.
- Förderleitung: Ein Silikon-Gewebeschlauch mit Innendurchmesser 6 mm und einer Maximalbelastung von 15 bar verband die einzelnen Komponenten. An Festpunkten wie dem Druckaufnehmer wurden verzinkte Stahlrohre mit dem Durchmesser $\frac{1}{4}$ Zoll verwendet.

Modifikationen des Versuchsstandes:

- Vorratsbehälter: Wegen der steigenden Verpressmengen wurden ein Vorratsbehälter mit einem Fassungsvermögen von mehr als 20 Litern hergestellt.
- Agitator: Zu dem größeren Vorratsbehälter wurde auch ein adäquater Rührstab mit größerem Wirkungsradius angefertigt.
- Rechnergestützte Datenerfassung: Zur Erhöhung der Genauigkeit bei der Ermittlung der Versuchsdaten wurden die Waagen und der Druckaufnehmer über digitale Schnittstellen an einen PC angeschlossen. Mit Verwendung der speziellen Software LabVIEW der Firma *National Instruments* und einem Messprogramm, das speziell für die Aufzeichnung der Versuche erstellt wurde, stellte man eine stetige Datenerfassung sicher.

5.4.1.2 Versuchsablauf und Berechnung der Durchlässigkeit

Da in *Conrad (1999)* die Schritte zur Berechnung der Durchlässigkeit ebenfalls erläutert sind, beschränkt man sich darauf, nur die notwendigsten Schritte und Formeln zu erwähnen.

Die Prüflinge mussten vor dem Versuch speziell präpariert werden. Mit einem zweikomponentigen Epoxidharz (MC-Dur 1200 VK mit Stellmittel TX der Fa. *MC-Bauchemie Müller GmbH & Co.*) erfolgte die Abdichtung. Die Erhärtungsdauer des Epoxidharzes liegt bei ca. einem Tag. Bei der Abdichtung wurden die Aufsatzkappen fixiert, welche nötig waren, um eine gleichmäßige Anströmung und den korrekten Einbau in die Durchströmungszelle zu gewährleisten. Nach durchgeführter Wägung und Bestimmung der Wasseraufnahme wurde die Probe unter Wasser (entlüftet) gelagert und im wassergesättigten Zustand für den eindimensionalen Durchströmungsversuch verwendet.

Die Berechnung erfolgte anhand folgender Grundlagen:

a) Die Gleichung von *Darcy*

$$k_w = \frac{v_F}{i} \quad (5-6)$$

mit	k_w	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert [m/s]
	v_F	Filtergeschwindigkeit [m/s]
	i	hydraulischer Gradient [-]

gilt nur für laminaren, stationären Strömungszustand und wurde als Grundlage der Berechnung verwendet.

b) Die Filtergeschwindigkeit v_F wird durch die Gleichung

$$v_F = \frac{Q}{A} \quad (5-7)$$

mit Q Durchfluss [m^3/s]
 A Probenfläche [m^2]

bestimmt.

c) Der Durchfluss Q wird über die Massenänderung Δm der jeweiligen Waage innerhalb eines bestimmten Messintervalls Δt erfasst. Die Formel lautet:

$$Q = \frac{\Delta m}{\Delta t} = \frac{m(t_2) - m(t_1)}{t_2 - t_1} \quad (5-8)$$

mit $m(t_2)$ Masse der Waage 1 zum Zeitpunkt t_2
 $m(t_1)$ Masse der Waage 1 zum Zeitpunkt t_1

Vornehmlich wurde das abnehmende Gewicht der Flüssigkeit aus dem Probebehälter gemessen. Die Messung an Waage 2 (Durchflussmasse) wurde zur Kontrolle, Korrektur von Fehleinflüssen und zur Ermittlung des im Bohrkörper verbliebenen Flüssigkeit herangezogen.

d) Wie schon *Conrad (1999)* bemerkte, wird die Gültigkeit des hydraulischen Gradienten i für den Durchlässigkeitsversuch allgemein angenommen, obwohl dieser praktisch nur im Gültigkeitsbereich des Fließgesetzes nach *Darcy* gewählt werden kann (*DIN 18130-1 (1996)*). Der Gradient berechnet sich aus:

$$i = \frac{h}{l} \quad (5-9)$$

mit h hydraulischer Höhenunterschied [m]
 l durchströmte Probenlänge [m]

e) Dabei wird der Höhenunterschied h mit der Formel

$$h = \frac{p}{\gamma_w} - h_0 \quad (5-10)$$

mit p Einpressdruck am Probeneinlauf [bar]
 ([bar] = [100 kN/m²] = [10⁵ Pa])
 γ_w Wichte des Wassers (Annahme: 10 kN/m³) [kN/m³]
 h_0 gegenstehende Wassersäule [m]

berechnet. Die gegenstehende Wassersäule resultiert aus dem Höhenunterschied der des Auslaufhorizontes und der Lage des Druckaufnehmers.

Aus Schritten a) bis e) resultiert die Formel zur Berechnung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes k_w :

$$k_w = \frac{[m(t_2) - m(t_1)] \cdot l}{A \cdot h \cdot (t_2 - t_1)} \quad (5-11)$$

Wegen der Veränderung der Viskosität des Wassers bei unterschiedlichen Temperaturen, muss k_w nach der Formel

$$k_{w,10} = \frac{1,359}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot T^2} \cdot k_w \quad (5-12)$$

mit $k_{w,10}$ Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei 10 °C [m/s]
 T Wassertemperatur während Versuch [°C]

auf eine Vergleichstemperatur von 10 °C umgerechnet werden (*DIN 18130-1 (1996)*).

Der Versuch wurde in folgenden Schritten durchgeführt:

- Einbau der Probe in die Zelle und Temperaturmessung des entlüfteten Versuchswassers
- Durchströmen der Probe, bis Behaarungszustand (= Durchflussmenge ändert sich innerhalb gleicher Messintervalle um weniger als 5%) erreicht ist (*Rißler (1984)*)
- Eingabe der Messparameter in Computer und Start der Messung bei Beginn der Druckstufe 1; Messung alle 10 Sekunden
- Dauer einer Druckstufe: 5 Minuten
- Bei Wechsel der ersten 5 Stufen (1, 2, 3, 4, 5) höhere Druckstufe einstellen (aufsteigender Ast)
- Bei Wechsel der letzten 5 Stufen (5, 6, 7, 8, 9) wieder entsprechende niedrigere Druckstufe (5, 4, 3, 2, 1) einstellen (absteigender Ast)

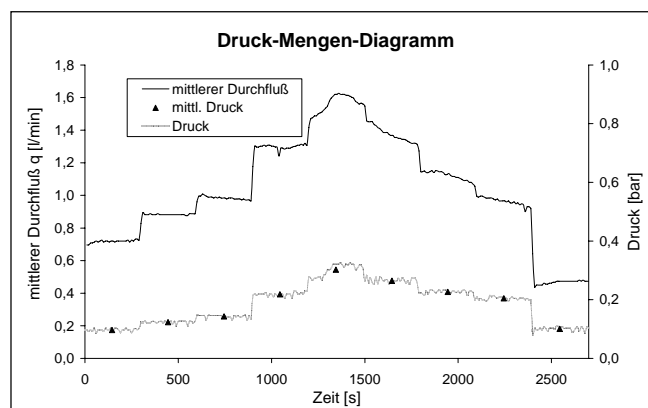


Abb. 5-5: Typisches Druck-Mengen-Diagramm eines Versuches zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit

In Abb. 5-5 sind die Druckstufen des aufsteigenden und absteigendes Astes gut zu erkennen. Bei einem durchlässigen Körper stellt sich der Durchfluss q entsprechend den Druckänderungen ein.

Bei dichten Proben wurde von diesem Konzept abgesehen und eine längere Anströmung des Betonzylinders bewerkstelligt, die 2 bis 8 Stunden erreichen konnte. Die Drucksteuerung war bei dichten Proben schwierig, da sich das Zusammenspiel von Schlaupumpe und mechanischen Druckminderer als unvorhersehbar entpuppte.

5.4.2 Wasserabpressversuche nach Lugeon (1933)

5.4.2.1 Grundlagen des Wasserabpressversuches nach Lugeon (1933)

Neben der Möglichkeit Durchlässigkeiten im Labor mittels spezieller Durchströmungszellen zu ermitteln, gibt es auch ein Verfahren, das nach seinem Erfinder Lugeon-Versuch benannt ist. Der baupraktisch relevante Versuch wurde schon von Lugeon 1933 entwickelt. Der Wasserabpressversuch bzw. der Wasserdruckversuch, kurz WD-Test genannt, war ursprünglich zur Anwendung im Fels und Lockergestein entwickelt worden, wird aber in der heutigen Praxis ebenfalls bei der Voruntersuchung von Injektionsmaßnahmen in Massenbeton verwendet. Diese Methode wird mit Hilfe von Packern durchgeführt. Dabei wird in ein Bohrloch ein Rohr mit seitlichen Abdichtung (z.B. Gummimanschetten) eingeführt und mit Wasser durchströmt (Abb. 5-6). Neben Einfachpacker gibt es auch Doppelpacker, die jedoch innerhalb dieses Versuchsprogramms keine Rolle spielen, da sie wegen konzentrierter Umströmungsvorgänge (=Umläufigkeiten) ungenaue Werte liefern können.

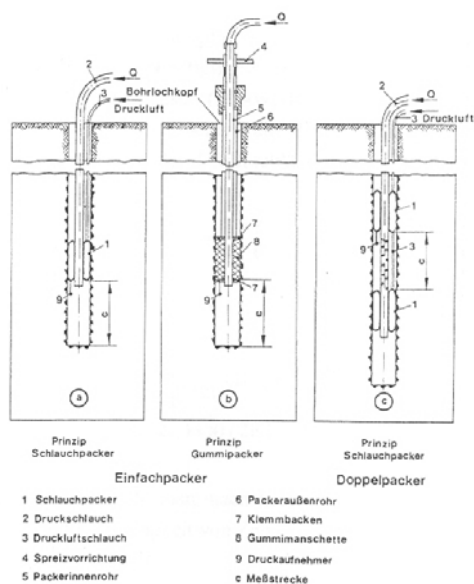


Abb. 5-6: Packer und ihre Verwendung beim WD-Test nach Rißler (1984)

Die Umläufigkeit eines Packers bezeichnet das Um- oder Durchströmen der seitlichen Abdichtungen und erzeugt den Anschein eines höheren Wasseraufnahmevermögens, als in Wirklichkeit vorhanden ist.

Wie bei dem eindimensionalen Wasserdurchlässigkeitstest werden allgemein beim WD-Test auch 5 Druckstufen durchfahren. Die Dauer und die Höhe der Druckstufen sind dabei ebenfalls wieder vom Untersuchungsobjekt abhängig. Bei den

angestregten Untersuchungen wurden 3 und 5 Minuten pro Druckstufe verwendet, wogegen *Houlsby (1976)* eine Dauer von 10 Minuten vorschlägt.

Die Durchlässigkeit wird in „Lugeon“ gemessen. Der Wasserverlust von 1 Liter je Minute und je Meter Bohrlochstrecke bei einem Druck von 1,0 MN/m² wird als 1 Lugeon bezeichnet (*Kutzner (1991)*).

$$1 \text{ LU} = 1 \text{ l min}^{-1} \text{ m}^{-1} \text{ bei } 10 \text{ bar}$$

Die Lugeon-Werte streuen in der Praxis in Bereichen von 0 bis 10.000 [l/(min·m·bar)]. Diese Bereiche entsprechen keinem Wasseraufnahmevermögen, also dichten Untergrund, oder sehr durchlässigem Fels oder Boden.

5.4.2.2 Interpretation von Wasserdruckversuchen

Neben *Kutzner (1991)* haben sich zahlreiche Autoren, wie z.B. *Heitfeld (1965)* und *Houlsby (1976)*, mit der Auswertung von Wasserdruckversuchen beschäftigt. Die Interpretationen weichen teilweise erheblich voneinander ab, obwohl die Ergebnisse aus denselben Grunddaten ermittelt werden.

Eine dieser Beurteilungsmethoden stellt die Betrachtung des Versuchsablaufs am P/Q-Diagramm dar. Die zu den Drücken zugehörigen Durchflüsse Q werden in einem Diagramm dargestellt. Anhand dieses Diagramms kann man Aussagen über das Strömungsverhalten des Wassers und eventuelle Verfüllungsvorgänge treffen.

Im Anhang Seite 6 bis 9 sind P/Q-Diagramme nach *Kutzner (1991)*, *Ewert (1997)*, *Cambefort (1969)* und *Rißler (1984)* angefügt, die einen Überblick über die einzelnen Formen und Interpretationen geben. Die in der Praxis am häufigsten vorkommenden Formen sind die der laminaren Strömung und der turbulenten Strömung. Andere Vorgänge wie Erosion oder Verstopfen von Klüften sind eher selten anzutreffen.

Die Autoren weisen zudem Unterschiede bei der Ermittlung des Lugeon-Wertes auf. Besonders *Rißler (1984)* weist in seinen Formen auf die Notwendigkeit hin, einem über- oder unterproportionalem Verlauf der Druckmengenbeziehung mehr Beachtung zu schenken. Deutlich wird dies, bei der Einführung einer durch den Nullpunkt verlaufenden Tangente an die Kurve in seinen Diagrammen b, c und d. *Rißler (1984)* ermittelt bei seiner Form b (Abb. 5-7) seinen maßgebenden Lugeon-Wert anhand der zweiten Druckstufe. Er erhält somit einen kleineren Lugeon-Wert als bei einer höheren Druckstufe. Der Hintergrund dieser Aussage lässt sich so interpretieren, dass *Rißler (1984)* behauptet, wenn in einem Fels durch den WD-Test ein turbulentes Druckmengendiagramm ermittelt wird, dieser Fels in einem höheren Maße verpressbar ist, als es die Lugeon-Werte bei hohen Drücken aussagen würden. Besonders im Bereich der Injektionskriterien, also in den Bereichen der Entscheidungsfindung, ob überhaupt eine Injektion durchgeführt werden soll, ist diese Betrachtung zu berücksichtigen.

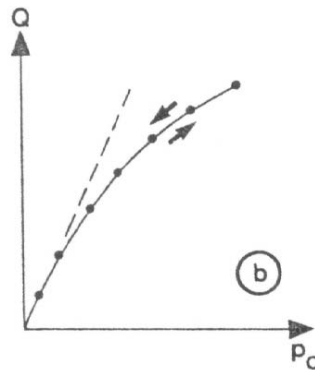


Abb. 5-7: P/Q-Diagramm „Turbulentes Fließen“ nach Riβler (1984) (Form b)

Houlsby (1976) nähert sich der Auswertung auf einem anderen Weg. Er bevorzugt die Analyse der WD-Tests anhand der Darstellung des P/Q-Diagramms in Form eines Balkendiagramms (Tab. 5-1). Zur Ermittlung eines maßgeblichen Lugeon-Wertes schlägt er die Wahl von „repräsentativen“ LU-Werten für die verschiedenen Grundformen vor.

In Tabelle 5-1 sind die Balkendiagramme von Houlsby (1976) aus Kutzner (1991) mit den entsprechenden Druckmengendiagrammen nach Kutzner (1991) aufgeführt. Es werden Formen A bis E unterschieden. Zu den 5 Formen formuliert Houlsby (1976) jeweils Auswahlkriterien für den maßgeblichen Lugeon-Wert.

Tab. 5-1: Auswertungsschema nach Houlsby (1976) mit den typischen Druckmengendiagrammen nach Kutzner (1991)

	Houlsby (1976)	Kutzner (1991)
	Stufe / Druck / LU-Wert / Kriterium	P/Q-Diagramm
A		
B		
C		
D		
E		

Da die Wasserabpressversuche innerhalb der eigenen Untersuchungen unter anderem nach *Houlsby (1976)* ausgewertet wurden, wird diese Ermittlung der Lugeon-Werte näher erläutert.

- **Kriterium A** – Mittelwert aus den 5 Messungen:
Die 5 ermittelten Lugeon-Werte weichen nur unwesentlich voneinander ab. Es herrscht laminarer Fließzustand und Proportionalität von Druck und Durchfluss. Einzelne kleine Abweichungen werden durch den Mittelwert relativiert.
- **Kriterium B** – Lugeon-Wert bei höchstem Druck:
Im Gegensatz zu *Rißler (1984)* schlägt *Houlsby (1976)* bei einem Auftreten eines turbulenten Fließzustandes die Wahl des Lugeon-Wert bei der höchsten Druckstufe vor. Er wählt somit einen niedrigeren Wert als *Rißler (1984)* und vertritt somit folgende Aussage: Wenn in einem Fels beim WD-Test turbulentes Fließen auftritt, ist die Injizierfähigkeit aufgrund des Lugeon-Wertes zu beurteilen, der bei dem höchsten Druck ermittelt wird, also dem niedrigsten Lugeon-Wert, der sich aufgrund der Turbulenz einstellt.
- **Kriterium C** – Lugeon-Wert bei niedrigstem Druck:
Genau umgekehrt zu Kriterium B wird bei elastischer Gebirgsverformung verfahren. *Houlsby (1976)* bezieht sich hier auf einen Wert der Druckstufe 1 oder 5 und erhält somit einen höheren Lugeon-Wert als bei höheren Druckstufen. *Rißler (1984)* vertritt in seinem Druckmengendiagramm c mit der Wahl des Tangentewertes ebenfalls den Lugeon-Wert bei niedrigem Druck. Dies beruht auf der Tatsache, dass bei einer Injektion elastische Gebirgsverformungen unerwünscht sind, weil sie in ihren Auswirkungen sehr schwer abzuschätzen sind.
- **Kriterium D** – Höchster Lugeon-Wert:
Aufgrund der vorhandenen Erosion werden Teilchen ausgewaschen und die Durchlässigkeit erhöht sich. Der Lugeon-Wert erhöht sich mit der zunehmenden Durchlässigkeit und kann zur Abschätzung einer Injektionsmaßnahme herangezogen werden. *Rißler (1984)* verwendet den Lugeon-Wert bei einer anfänglichen niedrigen Druckstufe. Er sagt damit aus, dass er den Ausgangszustand einer Injektion zugrundelegt. Hierbei beachtet er nicht, dass Transportvorgänge innerhalb der Wasserwege auch irreversible Folgen haben können und somit eine andere Durchlässigkeit vorherrscht, als es zu Beginn der Fall gewesen ist. Bei einem „idealen“ Auswaschvorgang ist der höchste Lugeon-Wert nach *Houlsby (1976)* gleichzeitig auch der letzte, was dafür spricht, dass die Veränderung während des Wasserabpressversuches berücksichtigt wurden.
- **Kriterium E** – Letzter Lugeon-Wert:
Bei Verstopfungsvorgängen wird der kontinuierlichen Zusetzung des der Wasserwege durch die Wahl des letzten Lugeon-Wertes Rechnung getragen. Irreversible Umlagerungsprozesse im Fels werden berücksichtigt.

Heitfeld (1979) kritisiert dieses Verfahren zur Auswertung von Lugeonversuchen und verweist auf die Vernachlässigung von projektbezogenen Randbedingungen wie z.B. die Raumstellung und Anisotropie der Klüfte.

Ebenfalls sollte geprüft werden, bei welchen Drücken der WD-Test durchgeführt wurde und welche Drücke bei der Injektion verwendet werden sollen. Die Wahl des Injektionsdruckes wird dabei von den Ergebnissen der Wasserabpressversuche beeinflusst und die Auswertung der Wasserabpressversuche wiederum vom geplanten Druck bei der Injektion. Dieses Optimierungsproblem hängt noch von anderen Parametern wie der angestrebten Verpressrate und der Eigenschaften des verwendeten Verpressgutes ab.

Kutzner (1991) merkt zu dieser Problematik an, dass die Praxis der vergangenen Jahre sich eher an eine projektbezogene Betrachtungsweise, bei der vor allem die Injektionsmaßnahmen flexibel durchgeführt wurden, als an „starre“ Black-Box-Verfahren orientiert hat. Eine graphische Darstellung der voneinander abhängigen Parameter ist in Abb. 5-12 gegeben.

Wasserabpressversuche stellen in ihrer Einfachheit und Aussagekräftigkeit ein wirtschaftliches und praxisbezogenes Verfahren innerhalb der Baugrund- oder Bauwerksvorerkundung dar. Sie dürfen jedoch nicht als einzige Grundlage zur Bewertung von Injektionsmaßnahmen dienen. Durchgeführte Injektionsversuche können ebenso aufschlussreich sein, wie zusätzliche geologische oder betonbautechnische Gutachten nützliche Informationen enthalten können. Die Bewertung muss umfassend und objektorientiert erfolgen. Eine flexible Handhabung der Baumaßnahme ist unverzichtbar.

5.4.2.3 Versuchsablauf des WD-Tests mittels „Mini“-Packer

Es wurden Packer der Firma *PPW-Polyplan Werkzeuge GmbH* verwendet. Diese „Mini“-Packer haben einen Durchmesser von 17 mm und sind in variablen Längen erhältlich. In der Baupraxis werden dieser Packer hauptsächlich zur lokalen Rissverpressung verwendet. Aufgrund des Durchmessers von 17 mm musste ein neuer Kernbohrer mit einem Durchmesser von 18 mm besorgt werden, der gleichzeitig auf das verwendete Bohrgerät DD-160 E der Produktparte Diamond Drilling (Abb. 5-8) von der Firma *Hilti GmbH* passte.



Abb. 5-8: Bohrgerät DD-160 E (links) mit zugehöriger Bohrkrone (rechts)

Die Wasserdruckversuche wurden nun in Abschnitten zu 5 cm Tiefe durchgeführt. Die Zeit pro Druckstufe wurde von Anfangs 5 Minuten auf 3 Minuten reduziert.

Der Ablauf des Lugeon-Versuches mittels Minipacker lässt sich in folgende Schritte gliedern:

- Bohren eines ca. 8 cm tiefen Loches (bei tieferen Stufen wurde immer 5 cm weiter gebohrt), Reinigen des Loches von Bohrstaub und gebrochenem Material, Setzen des Packers auf eine Höhe von 3 cm
- Eingabe der Messparameter in das Messprogramm (Messung alle 10 Sekunden, Messdauer 900 Sekunden), Beginn mit Start der Durchströmung
- Start der Durchströmung

Der Druck wurde, anders als bei den eindimensionalen Versuchen, wegen des geänderten Verfahrens und der geänderten Lage des Bohrkerns unterschiedlich ermittelt. Folgende Skizze zeigt den Versuchsaufbau und die resultierende Wassersäule Δh , die zusätzlich zu dem an Höhe H_2 gemessenen Druck auf die halbe Injektionshöhe wirkt.

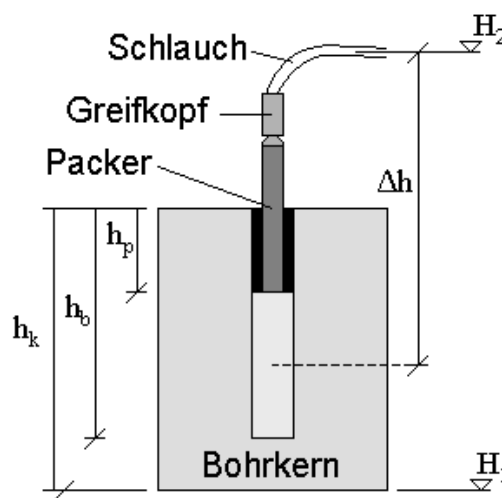


Abb. 5-9: Skizze des Versuchsaufbaus bei „Mini“-Packerversuchen

Die Formel für Δh lautet:

$$\Delta h = H_2 - H_1 - h_k + \frac{(h_b - h_p)}{2} + h_p \quad (5-13)$$

mit	H_2	Horizont der Druckmessung [m]
	H_1	Höhe des Bohrkernbodens [m]
	h_k	Höhe des Probekörpers [m]
	h_p	Tiefe des Packers [m]
	h_b	Tiefe des Bohrlochs [m]

Die allgemeine Formel zur endgültigen Ermittlung des Druckes ist laut *Ewert (1997)*:

$$P_{eff} = P_{gem} + \Delta h - P_w - P_v \quad (5-14)$$

mit	P_{eff}	effektiver Druck auf der halben Injektionstiefe
	P_{gem}	gemessener Druck
	P_w	Gegendruck durch anstehendes Grundwasser

P_V Verluste durch Reibung

Bezieht man diese Gleichung auf die durchgeführte Versuchspraxis kann man wegen des Fehlens von Grundwasser und der kurzen Fließstrecken die Formel (6-14) vereinfachen. Kurze Fließstrecken lassen es zu, dass die Verluste infolge Reibung und lokalen Verschlussorganen vernachlässigt werden können.

Die resultierende Gleichung lautet:

$$h_{eff} = \frac{P_{gem}}{\rho_w \cdot g} + \Delta h \quad (5-15)$$

mit	h_{eff}	Druckhöhe [m]
	P_{gem}	gemessener Druck [bar]
	Δh	anstehende Wassersäule [m]
	g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
	ρ_w	Dichte von Wasser (1 kg/dm ³) [kg/dm ³]

5.5 Injektionsversuche

Ziel einer Injektion ist es, mit dem gewählten Verpressgut in das Injektionsobjekt einzudringen, nahegelegene Hohlräume zu durchströmen und ein möglichst großes, d.h. vor allem auch weit reichendes, Hohlraumvolumen zu verfüllen. Nach Feststellung der Wasserdurchlässigkeit wird im Vorfeld von Injektionsmaßnahmen üblicherweise auch ein Injektionsversuch durchgeführt, um die Interaktion von Beton und Suspension bewerten zu können.

5.5.1 Theoretische Injektionskriterien

Aufgrund der häufigen Durchführung von Wasserabpressversuchen wurden Injektionskriterien aufgestellt, die Lugeon-Werte als Grenzbedingungen enthalten.

Diese Kriterien sind in *Kutzner (1991)* zusammengefasst (Tab. 5-2) und wurden vornehmlich für Injektionsarbeiten für Abdichtungszwecke in Festgestein und Lockergestein erstellt. *Kutzner (1991)* weist darauf hin, dass solche Injektionskriterien in „sinngemäßer Anwendung“ auch für die Abdichtung und Verfestigung von ausgelaugtem Beton und Mauerwerk gelten.

In anschließender Tabelle werden einige charakteristische Injektionskriterien für Stauanlagen beigefügt. Diese Grenzbereiche sind in Abhängigkeit von unterschiedlichen Randbedingungen eingeführt worden.

Tab. 6-2: Zusammenfassung von Injektionskriterien für Stauanlagen nach *Kutzner (1991)*

Verfasser	Kriterium	Randbedingung
Terzaghi (1929)	0,05 l min ⁻¹ m ⁻¹ (je m Stauhöhe)	Stauhöhe > 30 m
Lugeon (1933)	1 LU	Stauhöhe > 30 m
	3 LU	Stauhöhe < 30 m
Jähde (1953)	0,1 LU	Stauhöhe < 30 m
Wert (USA)	3-4 LU	Stauhöhe = 30 m

Houlsby (1976) stellte Injektionskriterien auf, die zusätzlich die wirtschaftliche Bedeutung von Wasserverlusten, die Erosionsgefahr und die Art des Absperrbauwerks berücksichtigten. Im Anbetracht der ausschweifenden Thematik dieses Gebietes sei auf die Fachliteratur verwiesen.

In Abhängigkeit der Suspensionseigenschaften wurden Injektionskriterien entwickelt, welche die Interaktion zwischen Suspension und dem Porensystem *Conrad (1999)* berücksichtigen. Nach *Ivanyi et al. (1992)* wird das Eindringvermögen auf bis zu Porendurchmessern von 5 bis 10 µm geschätzt. Dies entspricht laut *Conrad (1999)* etwa die Hälfte des Partikeldurchmesser bei 95 Gew.-% Siebdurchgang. Hier müssen jedoch die Unterschiede der Partikelverteilungen von den verschiedenen Feinstzementen berücksichtigt werden. Die Verwendung von Grenzkörnungslinien ist nach *Schulze (1992)* nur mit hohen Erfahrungs- und Vergleichswerten zu raten, weil bei diesem Kriterium, Parameter wie Lagerungsdichte oder Ungleichförmigkeitsgrad im Lockergestein nicht beachtet werden.

„Durchgesetzt haben sich auch Kriterien, bei denen charakteristische Kennwerte des zu injizierenden Bodens und des Injektionsgutes miteinander verglichen werden, bei denen zumindest angedeutet wird, dass es sich bei der Beurteilung der Eindringfähigkeit um ein geometrisches Problem handelt“ (*Schulze (1993)*, S. 108).

Verschiedene Wissenschaftler entwickelten nach diesem Denkansatz Kriterien:

- *Schulze (1993)*:

$$N_i = \frac{d_{0,P}}{d_{100,Susp}} \quad (5-16)$$

mit N_i Injektionskennzahl
 $d_{0,P}$ kleinster Porendurchmesser (Porenengstelle)
 $d_{100,Susp}$ größter Partikeldurchmesser in der Suspension

Dieser Ansatz geht von der Grundvorstellung aus, dass der größte Partikeldurchmesser kleiner als die kleinste Porenengstelle sein muss ($N_i \geq 1$). *Schulze (1993)* vernachlässigt dabei die Möglichkeit, dass sich einzelne Körner wie in Abb. 5-10 aufeinander abstützen und über eine Art Bogentragwirkung die Porenengstelle oder auch größere Porenkanäle verstopfen können. Bei dem Beispiel ist $d_{100,Susp} \approx 0,5 d_{0,P}$ und es genügen bereits wenige Körner zu einem statisch festen

Gefüge. Es können auch Poren verschiedener Größen zur Verstopfung beitragen. Die angefügte Skizze in Abb. 5-10 soll nur der Veranschaulichung dienen.

Den Effekt des Verstopfens kann mit einer kurzen Druckumkehr baupraktisch entgegnet werden. Auch eine Verteilung des Verpressgutes, wie es im Kriterium nach *Kutzner (1991)* vorgeschlagen wird, begrenzt das Aufkommen von relativ großen Körner in der Suspension.

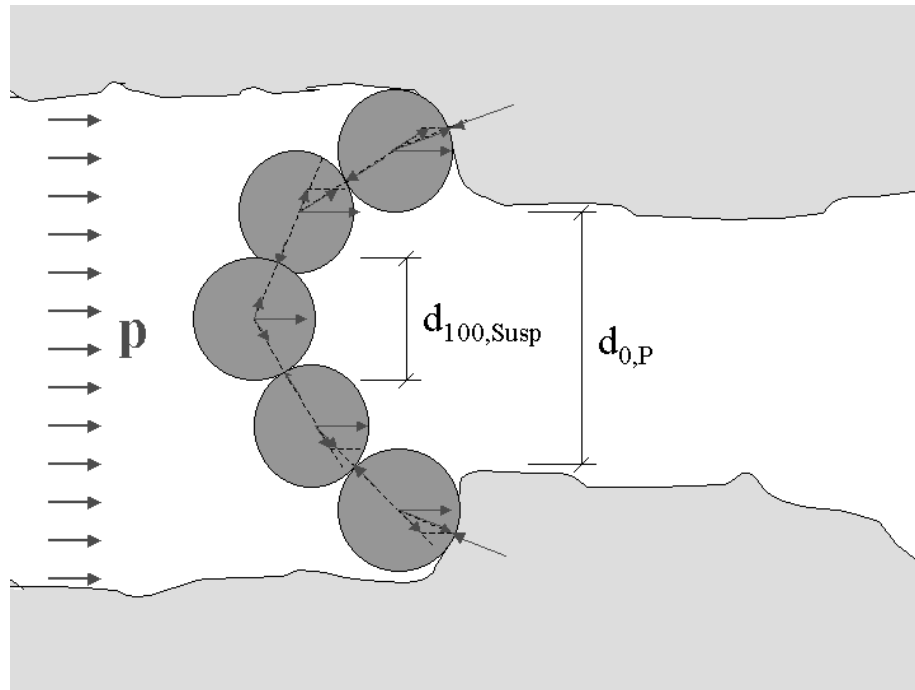


Abb. 5-10: Verstopfen der Porenengstelle über Bogentragwirkung an Unebenheit des Porenkanals

- *Kutzner (1991)*:

$$d_{10,Boden} > 10 \cdot d_{90,Susp} \quad (5-17)$$

$$d_{90,Susp} < 0,3 \cdot \min d \quad (5-18)$$

mit	$d_{10,Boden}$	Korngröße des Bodens bei 10 Gew.-% Siebdurchgang
	$d_{90,Susp}$	Partikelgröße der Suspension bei 90 Gew.-% Siebdurchgang
	$\min d$	kleinster Porendurchmesser (Porenengstelle)

Kutzner (1991) berücksichtigt vor allem die prozentuale Verteilung der Korngrößen des Verpressgutes. Da diese Injektionskriterien für Lockergesteine entwickelt wurden, sind sie für den Einsatz bei Injektionen im Massenbeton nur bedingt verwendbar. Kann der Porenengstellendurchmesser bei Lockerböden modellhaft abgeschätzt werden, sind in Beton Porenengstellen nicht ermittelbar. Die Anwendung der Suspension mit deren Partikelverteilungen ist somit im Ermessen des Injektionszieles zu betrachten.

Die Verwendung von diesen Injektionskriterien als „Faustformel“ stellt eine Art „Black-Box“-Verfahren dar und ist als solches zum generellen Einsatz ungeeignet. Wie schon bei der Interpretation von der Wasserabpressversuche müssen nach *Houlsby (1976)* mindestens noch wirtschaftliche Faktoren, die statischen Einflüsse von Durchlässigkeit und die Gefährdung des Projekts infolge Durchlässigkeiten berücksichtigt werden.

5.5.2 Verwendete Suspensionen

5.5.2.1 Bindemittel

Im Zuge der durchgeführten Untersuchungen wurden nur Feinstzementsuspensionen als Verpressgut verwendet. Feinstbindemittel, auch Feinstzemente genannt, sind hydraulische Bindemittel, die eine hohe Mahlfeinheit, ein enggestuftes Körnungsband und ein begrenztes Größtkorn aufweisen. Tab. 5-3 beinhaltet die wichtigsten Eigenschaften der verwendeten Bindemittel. Der angegebene Portlandzement dient nur zum Vergleich.

Tab. 5-3: Eigenschaften der verwendeten Bindemittel

	PZ 55	Mikrodur R/E plus	Makrodur P fein	Dorodur H50
Hersteller	-	<i>Dyckerhoff</i>	<i>Dyckerhoff</i>	<i>Rohrbach Zement</i>
Spez. Oberfläche [cm ² /g]	5400 – 5700	Ca. 8.000	Ca. 5000	7.900
D ₉₅ [µm]	Ca. 40	≤ 24	> 40	≈ 90
Dichte [kg/dm ³]	Ca. 3,1	ca. 3,1	ca. 2,9	ca. 2,9
Druckfestigkeit β _{28d} [N/mm ²]	≥ 52,5	≥ 70	≥ 45	≥ 63

Normalzemente haben Blaine-Werte im Bereich von ca. 2000 cm²/g bei groben bis 7000 cm²/g bei feinen Sorten. Feinstzemente können dagegen Werte bis zu 19.000 cm²/g erreichen (*Dietrich (1999)*).

Der Blaine-Wert stellt jedoch kein ausreichenden Charakteristikum dar, da ein hoher Wert der spezifischen Oberfläche ebenfalls durch das Untermischen von feinsten Zusätzen, wie z.B. Silikatstaub, erreicht werden kann. Ein Grenzwert für das Größtkorn und eine ausreichend feine Verteilung sind notwendig. Es sei hier auf *Dietrich (1999)* hingewiesen, dessen Arbeit sich näher mit den Eigenschaften und Verwendungsmöglichkeiten von hydraulischen Bindemitteln beschäftigt.

5.5.2.2 Zusatzmittel

Um Suspensionseigenschaften dem jeweiligen Verwendungszweck anzupassen, werden ihnen Zusatzmittel, wie z.B. Stabilisatoren oder Fließmittel zugegeben. Suspensionen müssen stabil sein, d.h. dass ihr Absetzmaß nach 2 Stunden bei einer Temperatur von 20°C im oberen Bereich eines 1000-ml-Maßzylinders mit 60 mm Innendurchmesser weniger als 5 % betragen muss (*DIN EN 12715 (1997)*). Das Absetzmaß ist der Quotient aus dem an der Oberfläche ausgebluteten Reinwasser und dem Gesamtvolumen der untersuchten Suspension, normalerweise 1000 ml.

Weitere Stabilitätskriterien sind in *Conrad (1999)* zusammengefasst. Suspensionen müssen eine gewisse Zeit lang verarbeitbar sein. Die gepumpte Suspension muss deshalb eine ausreichende Viskosität aufweisen.

Innerhalb dieser Untersuchungen wurde das Fließmittel Tricosal MSH flüssig (FM) der Firma *Tricosal* verwendet, um den durch die hohen spezifischen Oberflächen gesteigerten Wasseranspruch zu kompensieren. Zur Stabilisierung wurde der Bentonit Tixoton der Firma *Süd-Chemie* verarbeitet.

Ein Zumischen von Bentonit führt bei konstantem W/B-Wert zu einem Ansteigen der Fließgrenze (*Schulze (1992)*). Die Zugabe von Tricosal erniedrigt generell die Fließgrenze und macht die Suspension fließfähiger. Die Mahlfineinheit spielt bei der Wirksamkeit der Zusatzstoffe ebenfalls eine Rolle, aber hier sei wieder auf die weitergehende Fachliteratur *Kutzner (1991)* und *Saleh et al. (1993)* hingewiesen.

5.5.2.3 Eigenschaften der verwendeten Suspensionen

Das Fließverhalten aller Injektionsmittel wird vor allem durch die Viskosität und Fließgrenze beeinflusst. Daneben sind das Erstarrungsverhalten, die zeitabhängige Festigkeit und das Absetzmaß von Bedeutung. Da dieses Thema schon innerhalb anderer Arbeiten (*Conrad (1999)*, *Dietrich (1999)*) ausführlich behandelt wurde, werden hier nur in groben Zügen die Grundlagen vermittelt.

Zementsuspensionen werden als Bingham'sche Flüssigkeiten idealisiert und zeigen vollkommen plastischen Verhalten (*Lombardi (1987)*). Das vereinfachte Fließgesetz nach Bingham lautet:

$$\tau = \tau_0 + \eta \cdot D \quad (5-19)$$

mit	τ	Schubspannung [N/m ²]
	τ_0	Fließgrenze [N/m ²]
	η	Viskosität [Ns/m ²]
	D	Schergefälle [s ⁻¹]

Vor Beginn der Injektionsversuche wurden folgende Untersuchungen an verschiedenen Mischungen durchgeführt.

- Viskosität und Fließgrenze mittels Rotationsviskosimeter
- Absetzmaß mittels 1000-ml-Standzylinder
- Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
- Dichte mittels Rechnung und Spülungswaage

Der Marshtrichter und die Spülungswaage sind Produkte der Firma *F. Leutert GmbH & Co.* In den Anlagen Seite 10 sind die Ergebnisse der Voruntersuchungen der Suspensionen tabellarisch zusammengestellt. Innerhalb der getätigten Injektionsversuche wurden nur die Mischungen Nr. 2, 3 und 4 verwendet.

Die Anforderungen an eine Suspension sind vielseitig. Neben einer ausreichend langen Verarbeitungsdauer von 180 min (*ZTV-RISS 93 (1993)*) und einer

Begrenzung der Viskosität auf 10^{-2} Ns/m² gibt es zahlreiche mitunter variierende Anforderungsrichtlinien. Besonders die Einschränkung des Absetzmaßes ist von verschiedenen Wissenschaftlern unterschiedlich bewertet worden. Während *Kutzner (1991)* ein Absetzmaß von 5 – 10 Vol.-% für angemessen hält, fordern Regelwerke wie *ZTV-RISS 93 (1993)* ein Absetzmaß von 1 % bei einem Zeitraum von $t \geq 90$ min. In *ÖNORM B 4454 (1986)* wird eine Festlegung eines Grenzwertes je nach Injektionsziel vorgeschlagen. *DIN 4093 (1987)* hingegen beinhaltet keinerlei Anforderung bezüglich des Absetzmaßes.

Betrachtet man die unterschiedlichen Gegebenheiten jeder Injektionsmaßnahme und die verschiedenen Ziele in technischen und wirtschaftlichen Belangen, dann wird klar, dass jeglicher Richtwert erst genau geprüft werden muss und eine flexible Handhabung des Absetzmaßes nötig ist. Zu hohe Absetzmaße können den Injektionserfolg erheblich gefährden. Die Suspension ist instabil und fließt aus den Hohlräumen wieder heraus. Die Notwendigkeit einer Beschränkung besteht und sollte im Anbetracht der Gesichtspunkte Injektionsziel und Wirtschaftlichkeit optimiert werden.

5.5.3 Eindimensionale Injektionsversuche

Die Injektion in der Versuchszelle nach *Conrad (1999)* unterscheidet sich nur wenig vom Wasserdurchlässigkeitsversuch mit der Durchströmungszelle.

Der Einbau und die Präparation der Probe entspricht dem des Wasserdurchlässigkeitsversuches.

Der maßgebende Parameter ist das Durchströmvolumen V , das nun über die Formel

$$V = \frac{m}{\rho_{Susp}} \quad (5-20)$$

mit m Durchströmmasse angezeigt an Waage 1 [kg]
 ρ_{Susp} Suspensionsrohndichte [kg/dm³]

bestimmt werden kann.

Die modifizierte Form der Formel (5-8) lautet somit:

$$Q = \frac{\Delta m}{\rho_{Susp} \cdot \Delta t} = \frac{m(t_2) - m(t_1)}{\rho_{Susp} \cdot (t_2 - t_1)} \quad (5-21)$$

mit Q Einpressrate der Suspension [cm³/s]
 $m(t_2)$ Wert an Waage 1 zum Zeitpunkt 2 [kg]
 $m(t_1)$ Wert an Waage 1 zum Zeitpunkt 1 [kg]

Der Versuchsablauf ändert sich in einigen Schritten, da der vorbestimmte Hergang beim Wasserdurchlässigkeitstest einem unbestimmten beim Injektionsversuch weicht. Die Ermittlung der Kennwerte und die Steuerung der Parameter (z.B. spezifische Durchflussrate) ist vom Verlauf des Einpressvorgangs abhängig.

Der Versuchsverlauf lässt sich in folgenden Punkten gliedern:

- Mischen der notwendigen Suspensionsmenge
- Einbau der Probe wie bei eindimensionalem Durchlässigkeitsversuch
- Eingabe der Messparameter in Computer und Start der Messung bei Beginn des Verpressvorgangs: Messung jede Sekunde, Gesamtdauer des Versuches ist unbekannt (Sicherer Wert: 2000 Sekunden)
- Start des Durchströmungsvorgangs
- Ende beim Erreichen eines vorgegebenen Durchflussvolumens oder bei Verstopfen des Bohrkerns

Beim Ausbau der Probe und bei der erneuten Lagerung unter Wasser ist auf ein sorgfältiges, langsames Eintauchen der Probe in das Wasser zu achten, da sonst die frischverpresste noch flüssige Suspension ausgewaschen werden kann. Gewichtsnahmen vor und nach der Injektionen können Aufschluss über die in den Prüfling verpresste Suspensionsmenge geben.

5.5.4 Injektionsversuche mit „Mini“-Packern

5.5.4.1 Grundlagen zur Injektion in Massenbeton

Wie die in-situ durchgeführten Injektionsversuche an Massenbeton oder im Fels basieren die Versuche mit „Mini“-Packern auf demselben Prinzip. In ein Bohrloch wird über eine gewisse Höhe mit einer bestimmten Druckführung Verpressgut in den Beton gepumpt. In Abb. 5-11 ist eine Skizze einer idealisierten Ausbreitung des Verpressgutes bei einer Injektion in Massenbeton gezeigt.

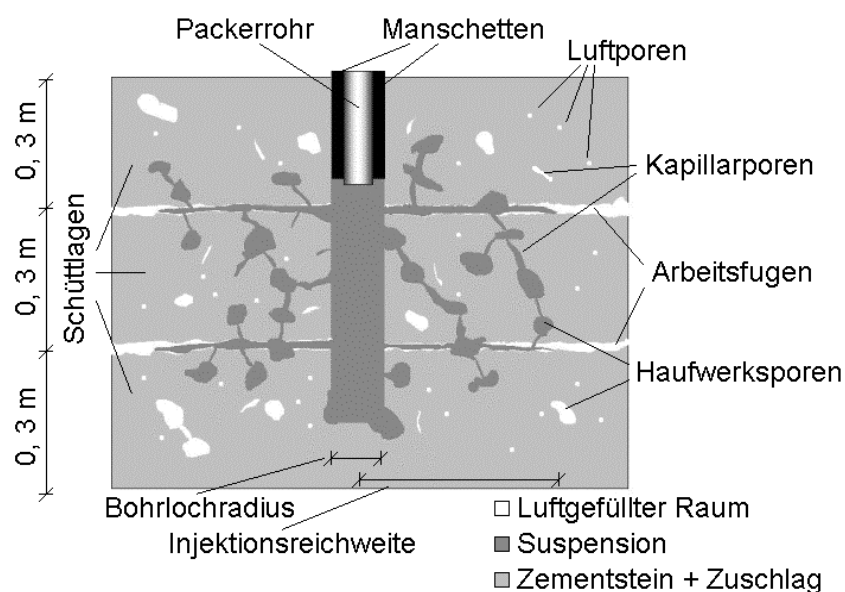


Abb. 5-11: Ausbreitung der Suspension bei Injektion in Massenbeton

Die Ausbreitung erfolgt kugelförmig. Die Suspension dringt vornehmlich in die lagenweise auftretenden Arbeitsfugen zu lokalen Hohlräumen vor. Der Verpresserfolg ist wesentlich von einem kommunizierendem Netz von Poren abhängig.

Der Injektionserfolg wird von folgenden Faktoren beeinflusst:

- Innere Struktur des Bauwerksbetons
- Eigenschaften der Zementsuspension
- Angewandtes Injektionsverfahren

Die angeführten Faktoren sind wiederum von mehreren Parametern abhängig, welche in Abb. 5-12 veranschaulicht werden.

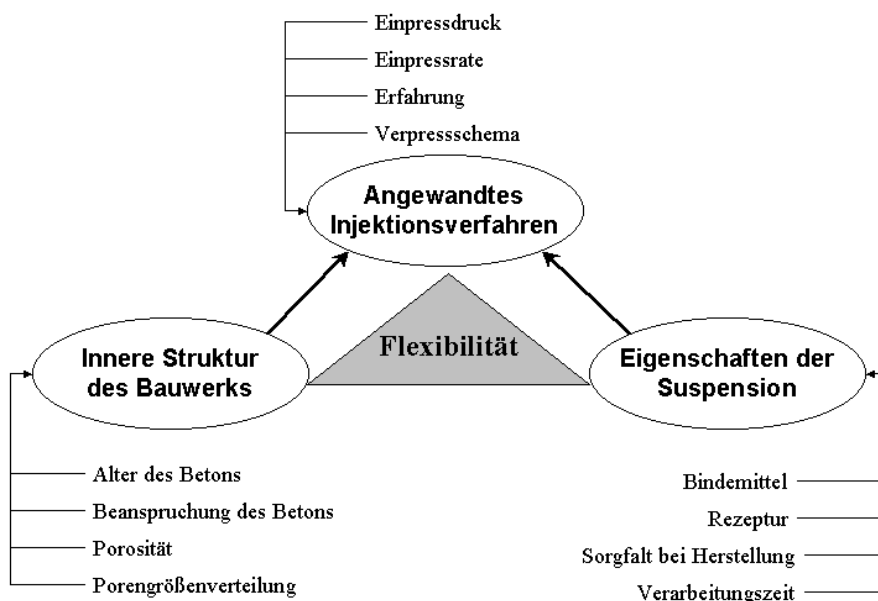


Abb. 5-12: Grundfaktoren für den Injektionserfolg

Mittelpunkt des obigen Schemas ist die Flexibilität, welche die grundlegende Maxime bei Injektionsmaßnahmen sein muss, um einen Erfolg erzielen zu können.

5.5.4.2 Versuchsablauf

Es wurde versucht, die Probe in einem Schritt zu verpressen. Analog den Wasserdurchlässigkeitsversuchen mittels „Mini“-Packer ist die Probe zu präparieren. Der Druckaufnehmer ist mit einer Gummimembran zu schützen. Der Druck muss sehr vorsichtig gesteigert werden, da bei diesem Versuchsaufbau bei Verstopfen des Kernes, ebenfalls die Düse am Packer dazu neigt, sich zuzusetzen.

Das Ende ist dann erreicht, wenn ein vorgegebenes Durchflussvolumen verpresst wurde oder der Bohrkern verstopft.

Der Druck wurde nach Formel (6-15) im Anbetracht der Verwendung einer Suspension wie folgt ermittelt:

$$h_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{gem}}}{\rho_w \cdot g} + \Delta h \frac{\rho_{\text{Susp}}}{\rho_w} \quad (5-22)$$

mit	h_{eff}	Druckhöhe [m]
	P_{gem}	gemessener Druck [bar]
	Δh	anstehende Wassersäule [m]
	g	Erdbeschleunigung [m/s^2]
	ρ_w	Dichte von Wasser (1 kg/dm^3) [kg/dm^3]
	ρ_{Susp}	Dichte der Suspension [kg/dm^3]

Anzumerken sind die Schwierigkeiten der Druckregelung bei relativ dichten Kernen und wenig viskosen Suspensionen. Die Injektionsergebnisse sind hinter den Erwartungen zurückgeblieben.

5.6 Spezielle Untersuchungen

5.6.1 Porendurchmesserverteilung anhand von Daten aus der Tomographie

Wie in Kapitel 4 schon erwähnt wurde, sind die Schnitte die mittels der Tomographie erstellt wurden, graphisch weiter untersucht worden. Die Auflösung der Tomographie liegt bei ca. $200 \mu\text{m}$. Dies ist zu grob für die genaue Erfassung der Poren im Kapillar- und Gelporenbereich. Die Konvertierung der gespeicherten Daten erfolgte dadurch, dass Luft in roter Farbe dargestellt wurde. Bei der Betrachtung der Farbenverteilung war der Anteil an reinem Rot sehr gering. Das lässt vermuten, dass viele kleine Poren, die unter $200 \mu\text{m}$ liegen, nicht exakt, sondern als Mischfarbe erfasst wurden.

Ziel war es, wie in Abb. 5-13 nach *Gertis et al. (1976)* eine differentielle Darstellung von Ersatzporendurchmessern zu erhalten.

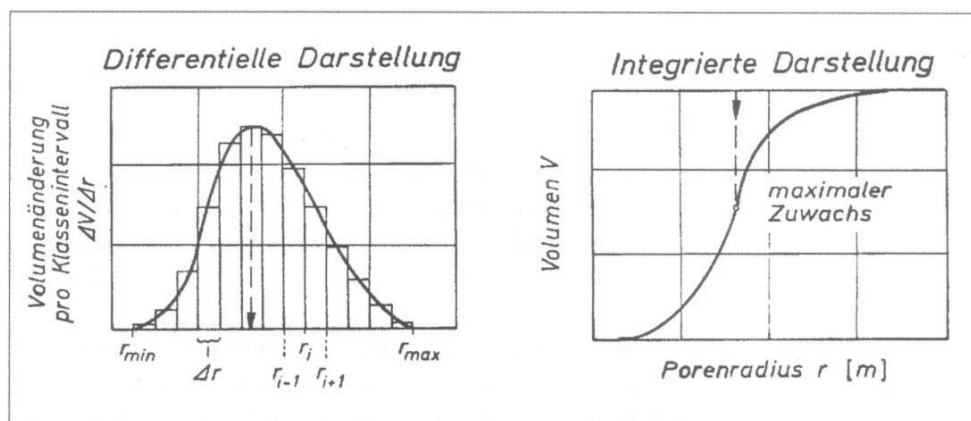


Abb. 5-13: Darstellungsarten von Porengrößenverteilungen (*Gertis et al. (1976)*)

Bei der Durchstrahlung mit Neutronen wurde angenommen, dass alle luftgefüllten Poren erfasst wurden. Mittels der Betrachtung der einzelnen Schnitte in einem Histogramm der Farbverteilungen des Graphikprogramms Coreldraw 8 von *Corel*

Corporation wurden die einzelnen Bereiche voneinander getrennt. Diese Trennung wurde in drei Bereiche vorgenommen:

- Luftporen (reines Rot)
- Luftporen-Feststoff-Gemisch (Mischfarben von Rot bis Schwarz)
- Feststoff (reines Schwarz)

Mit dem Verhältnis von Pixel in roter Farbe oder in Mischfarben zu Pixelanzahl der Fläche des Schnitts wurde die Gesamtfläche der Poren ermittelt. Hierbei wurde der Mischbereich noch besonders behandelt. Im Anbetracht des Zieles eine Porenersatzdurchmesserverteilung ermitteln zu wollen, berücksichtigte man nur Poren über einer Größe von 100 μm . Also musste man den Gelporenanteil abziehen und den Teil der Kapillarporen, die kleiner als 100 μm sind. In Abb. 5-14 ist eine grobe Aufteilung der verschiedenen Komponenten gegeben. Dieses Diagramm wurde speziell für Zementstein ermittelt, da man bei der Auswertung reine Luftporen schon separiert hat und so die größeren Poren bereits berücksichtigt hat, kann man davon ausgehen, dass dieses Luftporen-Feststoffgemisch ebenfalls Eigenschaften von Zementstein besitzt.

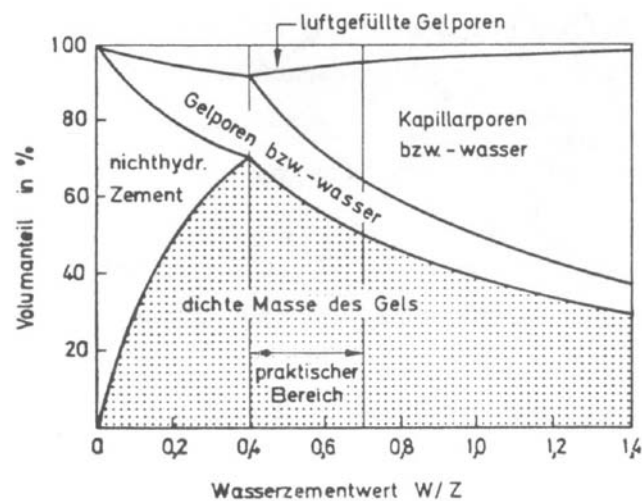


Abb. 5-14: Volumenanteile der einzelnen Komponenten des hydratisierten Zementsteins in Abhängigkeit vom Wasserzementwert aus *Springenschmidt (1996)*

Um den damaligen Stampfbeton gut verarbeitbar zu machen und wegen fehlender Angaben nimmt man hier an, dass der Wasserzementwert bei der Herstellung am Anfang des vorletzten Jahrhunderts nahe bei 1,0 lag. Daraus resultiert folgende Verteilung:

- 40 % dichte Masse
- 15 % Gelporen bzw. Gelwasser und luftgefüllte Gelporen
- 45 % Kapillarporen

Aus der Porenverteilung in Abb. 3-5 aus *Fehlhaber (1994)* wird die relativ gleichmäßige Verteilung des Kapillarporenbereichs erkenntlich und eine Grobschätzung, dass 20% aller Kapillaren im injizierfähigen Bereich liegen, vorgenommen.

Diese Auswertung wurde folgendermaßen durchgeführt:

- Ermittlung der Pixelanzahl einer Schnittfläche

$$N_{QS} = N_{ges} \cdot \frac{A_{QS}}{A_{ges}} \quad (5-23)$$

$$\text{mit } A_{QS} = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \quad (5-24)$$

mit	N_{QS}	Anzahl der Pixel im Querschnitt [-]
	N_{ges}	Gesamtanzahl der Pixel des ermittelten Bildes [-]
	A_{QS}	Querschnittsfläche der Probe [cm ²]
	A_{ges}	Gesamtfläche des ermittelten Bildes [cm ²]
	d	Durchmesser der Probe [cm]

- Ermittlung der Fläche des Porenvolumens pro Schnitt

$$A_{Poren} = A_{QS} \cdot \frac{N_{Poren}}{N_{QS}} \quad (5-25)$$

mit	A_{Poren}	Porenfläche pro Schnitt [cm ²]
	N_{Poren}	Anzahl der Pixel der Luftporen [-]

- Ermittlung der injizierfähigen Porenfläche

$$A_{Poren,inj} = \frac{A_{Poren} \cdot (100\% - P_{Stoff} - P_{gel} - P_{kap} \cdot (100\% - P_{kap,inj}))}{100\%} \quad (5-26)$$

mit	$A_{Poren,inj}$	injizierfähige Porenfläche pro Schnitt [cm ²]
	P_{Stoff}	Prozentsatz des Feststoffes (hier: 40 %) [%]
	P_{gel}	Prozentsatz an Gelporen (hier: 15%) [%]
	P_{kap}	Prozentsatz an Kapillarporen (hier: 45%) [%]
	$P_{kap,inj}$	Prozentsatz injizierfähiger Kapillaren (hier: 20%) [%]

- Ermittlung des Porenvolumens

$$V_{Poren} = \int_0^h A_{Poren,inj} dh = \sum_{n=0}^n A_{Poren,inj} \cdot \Delta h \quad (5-27)$$

$$\text{mit } \Delta h = \frac{h}{n} \quad (5-28)$$

mit	V_{poren}	Porenvolumen [cm ³]
	h	Höhe der Probe [cm]
	Δh	Schnitthöhe [cm]
	n	Anzahl der berücksichtigten Schnitte (hier $n = 60$) [n]

- Ermittlung eines Porenersatzdurchmessers d_{ers}

Hier wird das Kapillarmodell nach *Wolfseher et al. (1976)* zugrundegelegt. Wegen geringen Fläche der injizierbaren Porenfläche $A_{poren, inj}$ konnte jedoch keine differenzierte Vorgehensweise verfolgt werden, sondern nur mit einem durchgängigen Porenkanal gerechnet werden.

$$d_{ers} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{poren, inj}}{\pi}} \quad (5-29)$$

mit d_{ers} Ersatzporenradius [m]

Eine differenzierte Darstellung der Ersatzporendurchmesserverteilung und die übrigen Auswertungen der tomographischen Daten ist in Kapitel 6 „Versuchsauswertung“ angegeben.

5.6.2 „Parallelluft“ – Modell nach *Wittke (1984)*

Um LU-Werte mit dem Begriff der Durchlässigkeit zu behaften, wird stets versucht, diese Lugeon-Werte in anschauliche Durchlässigkeitswerte umzurechnen. Dies stellt sich als schwierig und fehleranfällig dar, wie *Ewert (1997)* bereits dargelegt hat. Dennoch werden im Rahmen dieser Arbeit einige dieser Umrechnungen durchgeführt, weil das „Parallelluft“ – Modell mit der Vorstellung, dass Flüssigkeiten im Stampfbeton sich vor allem in den horizontalen Arbeitsfugen ausbreiten, Übereinstimmungen aufweist.

Wittke (1984) hat zu diesem Zweck sein „Parallelluft“-Modell (siehe Abb. 3-8) zur Bestimmung der Durchlässigkeit von klüftigem Fels entwickelt. Die Vereinfachung bei *Wittke (1984)* kann nicht ohne weiteres für porösen Massenbeton übernommen werden. Er setzt voraus, dass die Gesteinspakete zwischen den einzelnen Klüften (= Arbeitsfugen im Massenbeton) undurchlässig sind und somit ähnlich wie bei der Filterströmung nach *Darcy* k-Werte berechnet werden können.

Wittke (1984) unterscheidet bei seinen Berechnungen zwischen zwei Strömungsarten:

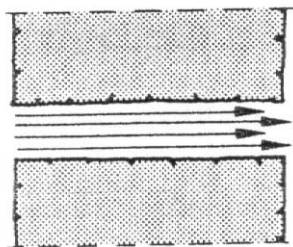


Abb. 5-15: Parallele Strömung aus *Wittke (1984)*

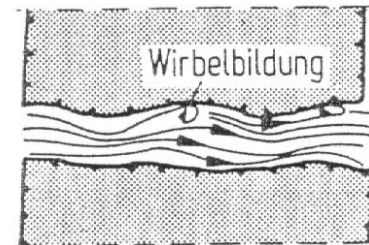


Abb. 5-16: Nichtparallele Strömung aus *Wittke (1984)*

Er geht wie folgt vor:

- Die Durchlässigkeit einer einzelnen Trennflächenschar wird bei laminarer Strömung wie folgt beschrieben:

$$v_T = k_t \cdot i \quad (5-30)$$

mit	v_T	Filtergeschwindigkeit einer Trennflächenschar [m/s]
	k_t	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
	i	hydraulischer Gradient [-]

- Berechnung des Proportionalitätsfaktors k_T durch „Verschmierung“ der Durchlässigkeit der einzelnen Trennflächenscharen bezogen auf den Gesamtquerschnitt:

$$k_T = k_t \cdot \frac{2a_i}{d} \quad (5-31)$$

mit	k_T	Proportionalitätsfaktor [m/s]
	$2a_i$	Öffnungsweite einer Kluft [m]
	d	Trennflächenabstand [m]

$$k_t = \frac{(2a_i)^2 \cdot g}{12 \cdot \nu} \quad (5-31)$$

mit	g	Fallbeschleunigung (= 9,80665 m/s ²) [m/s ²]
	ν	kinematische Viskosität des Fluids [m ² /s]

- Resultierende Formel für parallele Strömungsverhältnisse (Abb. 5-15):

$$k_T = \frac{(2a_i)^3 \cdot g}{12 \cdot \nu \cdot d}, \quad (5-32)$$

gültig für $k/d_h \leq 0,032$

- Resultierende Formel für nichtparallele Strömungsverhältnisse (Abb. 5-16):

$$k_T = \frac{(2a_i)^3 \cdot g}{12 \cdot \nu \cdot [1 + 8,8 \cdot (k/d_h)^{1,5}] \cdot d}, \quad (5-33)$$

gültig für $k/d_h > 0,032$

mit	k	absolute Rauheit [mm]
	d_h	Vergleichsdurchmesser einer Trennflächenschar [mm]

Der Quotient k/d_h wird als relative Rauheit bezeichnet. Werte der absoluten Rauheit sind in Tab. 5-4 angegeben.

Tab. 5-4: Absolute Rauheit k für Rohre und Gerinne aus *Schneider (1996)*

Werkstoff	Art, Form, Zustand	k in mm
Stahl	Rohre, mäßig verrostet	0,15 bis 0,40
	Druckleitung bei Wasserkraftanlagen	0,011 bis 0,021
Holz	Gehobelte Bretterwand	0,3
	Hölzener Kanal	2,3
Beton	Glatt	1,0 bis 2,2
	Rau	6,0 bis 20
	Rohre aus Stahlbeton	0,10 bis 0,15
Stein	Mauerwerk, Ziegel	2,0 bis 8,0
	Pflasterung	30 bis 50
Erde	Schotter, Grobkies	60 bis 200

Die Annahmen und Auswertungen für die Berechnungen von nach *Wittke (1984)* sind in Kapitel 6 Versuchsauswertung zu finden.

5.6.3 Berechnung der Durchlässigkeit nach *Belloni & Mornis (1985)*

In *Kutzner (1991)* wird die Durchlässigkeit nach *Belloni & Mornis (1985)* über den Durchfluss q , den Druck p , der Wichte von Wasser γ und einem Formfaktor C ermittelt. Die Rauigkeit und die Porengrößenverteilung wird nur indirekt über den Durchfluss berücksichtigt.

Die Formel lautet:

$$k = \frac{q \cdot \gamma_w}{p \cdot C} \quad (5-34)$$

mit	k	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
	q	Durchfluss [l/min]
	γ_w	Wichte von Wasser [N/dm ³]
	p	Druck [bar]
	C	Formbeiwert [m]

Der Formbeiwert C ergibt sich nach folgender Formel:

$$C = \frac{[(L/2r)^2 - 1]^{0,5}}{\{(L/2r) + [(L/2r)^2 - 1]^{0,5}\}} \cdot 4 \cdot \pi \cdot r \quad (5-35)$$

mit	L	Länge des Untersuchungsabschnitts [m]
	r	Radius des Bohrlochs (hier: 0,0018 m) [m]

Belloni & Mornis (1985) kreierten einen Erfolgsquotienten E , der den k -Wert k_i vor der Injektion und den k -Wert k_f nach der Injektion vergleicht:

$$E = \frac{k_i}{k_f}$$

mit	E	Erfolgsquotient [-]
	k_i	initialer k -Wert [m/s]
	k_f	finaler k -Wert [m/s]

Die Auswertung und die Diskussion der Ergebnisse sind in Kapitel 6 enthalten.

6. Versuchsauswertung

6.1 Auswertung der Trockenrohddichte und effektiven Porosität

6.1.1 Trockenrohddichte und effektive Porosität

Zur Abschätzung eines möglichen Injektionserfolges wurden zuerst einige Voruntersuchungen durchgeführt. Unter anderem wurden Trockenrohddichte und das effektive Porenvolumen ermittelt. Das effektive Porenvolumen wurde unter der Annahme, dass der Zuschlag nur schwach saugend ist und vernachlässigt werden kann, dem volumenbezogenen Wasseraufnahmegrad gleichgestellt. Wie zu erwarten war, steigt die Trockenrohddichte mit abnehmender effektiver Porosität an (Abb. 6-1). Es ist generell zu erkennen, dass mit sinkender Trockenrohddichte auch die effektive Porosität zunimmt. Das bedeutet, dass mit abnehmender Trockenrohddichte mehr durchgehende Porenkanäle und somit ein besser zu injizierender Beton vorhanden ist.

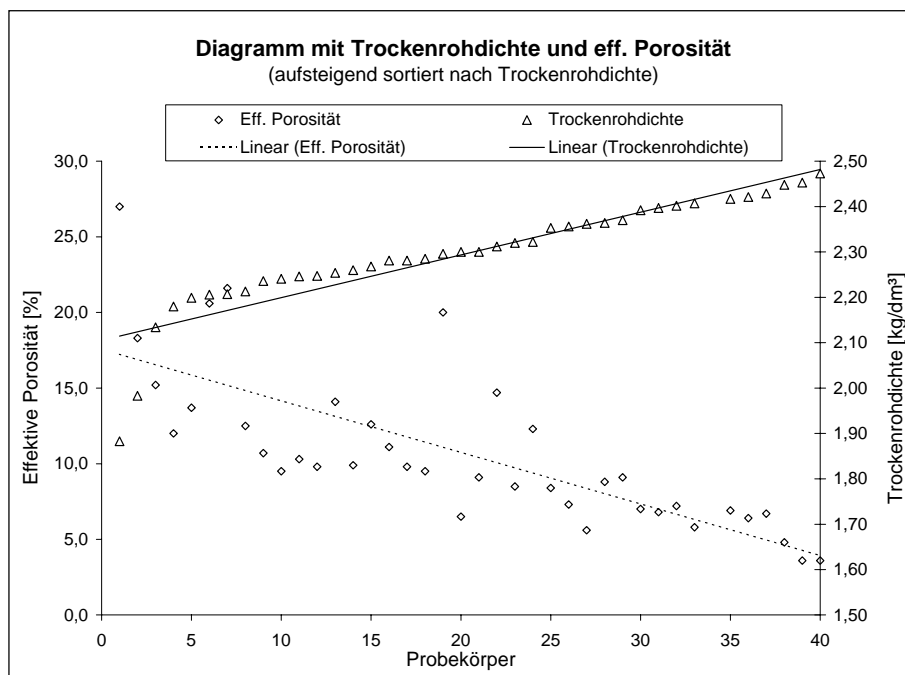


Abb. 6-1: Diagramm mit Trockenrohddichte und effektiver Porosität

Dieses Ergebnis zeigt, dass sich Bauwerksbeton generell regelmäßig verhält. Die Unregelmäßigkeiten in dem Diagramm in Abb. 6-1 rühren von relativ kleinen Probekörpern her, wie z.B. die Probekörper 24 bis 34 aus Finsing, bei denen eventuelle Fehler bei der Ermittlung der Wasseraufnahme prozentual stärkere Abweichungen verursachten. Dennoch ist ein eindeutiger Trend zu erkennen.

6.1.2 Histogramme der Trockenrohichte und effektiven Porosität

Die Betonqualität des Wehres Jettenbach und der Kraftwerksanlage Finsing ist sehr unterschiedlich. Die Auswertung der Trockenrohichte und der effektiven Porosität wird deshalb getrennt nach Herkunftsort vorgenommen. Dabei wird ein Vergleich zwischen den beiden Bauwerken angestellt.

In Abb. 6-2 bzw. 6-3 sind die Histogramme der Trockenrohichte und der effektiven Porosität von Jettenbach und Finsing angegeben. Die Auswahlkriterien der Probekörner wurde bereits in Kapitel 5 besprochen. Bei dieser Darstellung der Verteilung einer Messgröße ist jedoch zu bemerken, dass es keine zufällige Messreihe ist, sondern dass sie unter der Prämisse einer visuellen Begutachtung zustande gekommen ist.

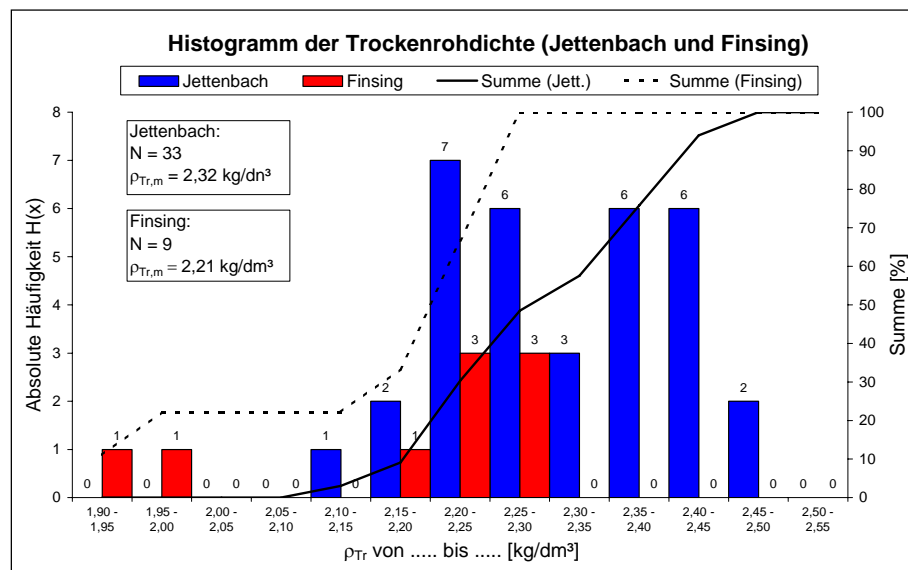


Abb. 6-2: Histogramm der Trockenrohichte (Jettenbach und Finsing)

In Abb. 6-2 kann man deutlich die Verteilungsschwerpunkte erkennen. Sie liegen bei den Proben aus Jettenbach bei ca. 2,20 bis 2,40 kg/dm³. Die Prüfkörper aus Finsing verteilen sich hauptsächlich in einem Intervall von 2,20 bis 2,30 kg/dm³. Die zwei Probekörper aus Finsing mit Rohdichten unter 2,00 kg/dm³ sind aus Bereichen, deren Qualität eher einer horizontalen Arbeitsfuge als einem Bauwerksbeton zuzuordnen ist. Das Korngerüst war bei diesen gerade noch stabil. Die Vermutung, dass diese Proben das Verbindungsstück zu Hohlräumen darstellen, lässt sich nicht beweisen. Die Mittelwerte der beiden Trockenrohichten belaufen sich auf 2,32 kg/dm³ in Jettenbach und 2,21 kg/dm³ in Finsing. Eine Aussage kann man im Anbetracht, dass aus Finsing weniger Körper zur Verfügung standen, nicht treffen. Kleinere Durchmesser in Finsing und die generelle Unterschiede der Betonqualität unterstreichen die Tatsache, beide Bauwerke gesondert zu betrachten.

Beton mit einem w/z-Wert von ca. 0,55 hat nach *Weigler et al. (1989)* im lufttrockenen Zustand und mit Kiessandzuschlag eine Dichte zwischen 2,10 und 2,40 kg/dm³. Jettenbach liegt in dieser Spanne. Normalbeton hat nach allgemeinem Ermessen ab 2,20 kg/dm³ einen relativ großen Porenraum. Wenn man nur die Trockenrohichte betrachtet, lässt sich nun in Jettenbach schwerlich eine Aussage über die Injizierfähigkeit tätigen. Es liegen 3 der 33 (9,1 %) untersuchten Bohrkern unterhalb 2,20 kg/dm³.

Die Trockenrohddichte besitzt nur bedingt eine Aussage über die Geometrie der Poren. Betone mit sehr kleinen Rohdichten ($< 2,00 \text{ kg/dm}^3$) besitzen in der Regel ein so großes Porenvolumen, dass die Lage und der Verlauf der Poren keinen wesentlichen Einfluss auf die gute Injizierfähigkeit mehr ausüben können. In den Grenzbereichen allerdings ist die Verteilung des Porenvolumens entscheidend. Ein wichtiger Punkt zur Beurteilung dieser Verteilung stellt die effektive Porosität dar (Abb. 6-3).

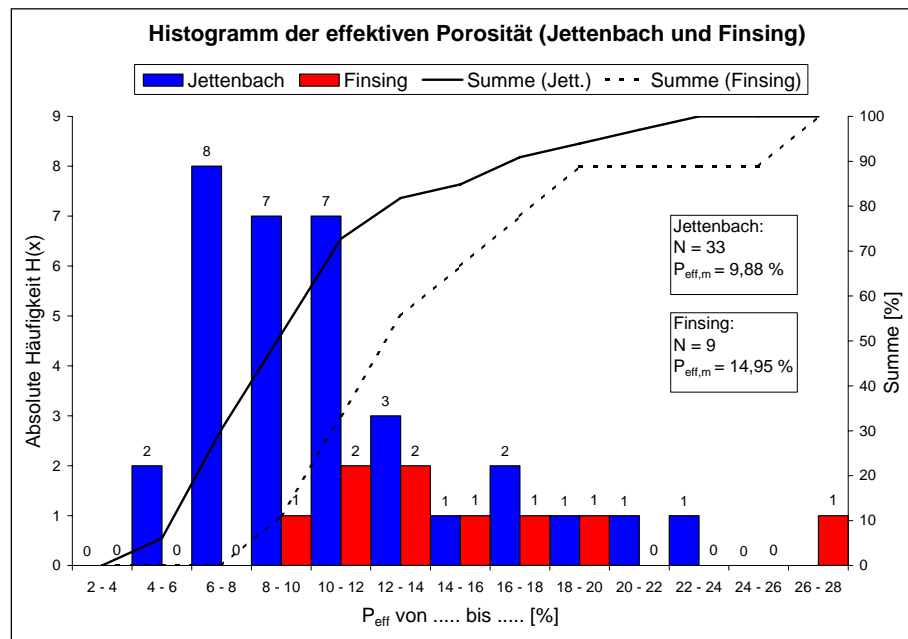


Abb. 6-3: Histogramm der effektiven Porosität (Jettenbach und Finsing)

Zu Abb. 6-2 verhalten sich die Verteilungen hier umgekehrt. Dies ist die logische Konsequenz, da bei steigenden Trockenrohddichten im allgemeinen die Porosität sinkt. Die Bohrkerne aus Jettenbach weisen einen klaren Schwerpunkt in den Bereichen von 6 bis 12 % auf, wobei die Proben aus Finsing einen Schwerpunkt bei ca. 10 bis 12 % besitzen. Der Ausreißer mit 27 % Porenvolumen war schon mit seiner Trockenrohddichte von $1,88 \text{ kg/dm}^3$ sehr auffällig. Es handelt sich hier um die Probe Nr. 26, die sehr kleine Ausmaße und grobe Poren aufweist. Abb. 6-3 stellt einen ähnlichen Sachverhalt dar, wie er bei den Trockenrohddichten bestand. Finsing weist generell die Bohrkerne mit schlechterer Qualität auf. Das Mittel liegt bei 14,95 % in Finsing und 9,88 % in Jettenbach. *Conrad (1999)* fand in seinen Untersuchungen einen markanten Bereich zwischen 14 und 15 %. Jettenbach liegt im Durchschnitt weit unterhalb dieses Prozentsatzes und Finsing im Mittel etwa gleich. Die Tatsache, dass von Jettenbach nur 3 Proben (ca. 9 %) durchströmbar waren, verstärkt den Verdacht, dass die durchschnittliche Grenze des durchlässigen bzw. injizierfähigen höher als 10 % liegen muss. Von den 9 gewerteten Proben aus Finsing konnten zwei eindimensional durchströmt werden. Den 9% aus Jettenbach stehen so 22 % aus Finsing gegenüber, was darauf schließen lässt, dass der durchströmbare Bereich eher bei 15%, als bei 10 % liegt. Vergleiche zwischen Jettenbach und Finsing sind jedoch besonders wegen der kleinen Versuchsreihe aus Finsing mit Vorsicht zu genießen.

6.2 Auswertung der Wasserdurchlässigkeitsversuche

6.2.1 Auswertung der eindimensionalen Wasserdurchlässigkeitsversuche

Wie erläutert, wurden die k_{10} -Werte nach dem Verfahren ermittelt, das bereits *Conrad (1999)* heranzog. Der Ablauf der Berechnung ist in Kapitel 5 nachzulesen. Als Ergebnisse konnten sechs k_{10} -Werte ermittelt werden. Wie in Abbildung 6-4 gezeigt wird, verhalten sich die ermittelten k_{10} -Werte im Verhältnis zu der effektiven Porosität ähnlich wie bei *Conrad (1999)*.

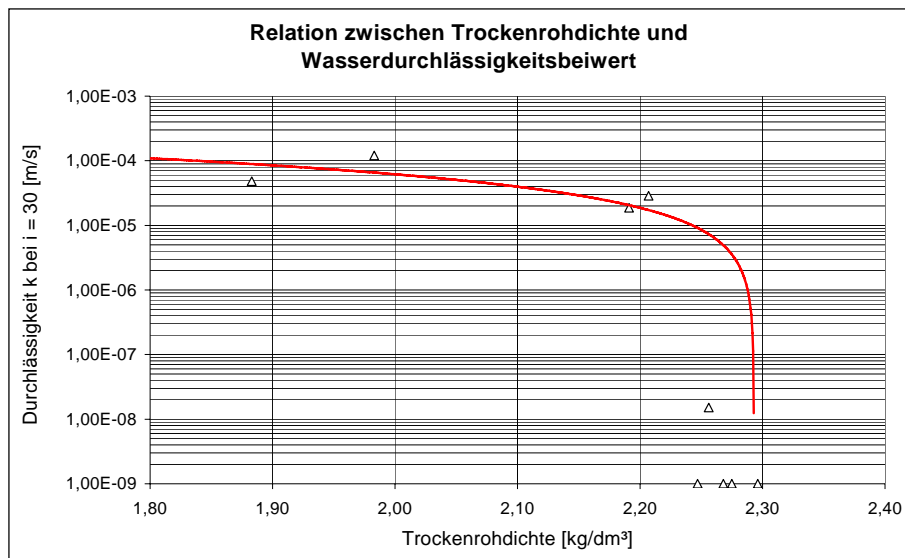


Abb. 6-4: Zusammenhang zwischen Trockenrohddichte und Wasserdurchlässigkeit

Ab gewissen Trockenrohddichten fällt die Trendlinie in Abb. 6-4 steil ab. Bei *Conrad (1999)* erfolgte dies bereits ab einer Dichte von ca. 2,10 kg/dm³. Bei dieser Untersuchung erfolgte der Abfall bei ca. 2,25 kg/dm³. Der Unterschied lässt sich damit erklären, dass es sich bei *Conrad (1999)* um einen für Injektionsversuche künstlich hergestellten Beton handelte, der ein großes Porenvolumen hatte. Es lässt sich jedoch eine Aussage tätigen. Die k_{10} -Werte, die mit der eindimensionalen Methode ermittelt wurde, reagieren in den Grenzbereichen sehr empfindlich. Innerhalb dieser Untersuchungsreihe fehlen k_{10} -Werte zwischen 10^{-6} bis 10^{-7} m/s. Der Ast nimmt bei geringen Trockenrohddichten und relativ hohen Durchlässigkeiten einen nahezu waagrechten Verlauf an. Dies lässt sich mit der Vermutung erklären, dass der eindimensionale Versuchsablauf bei hohen Durchlässigkeiten Ungenauigkeiten aufweist. Die Fördermenge an Wasser ist begrenzt und die Druckstufen bewirkten vielleicht einen ungenügenden Druckanstieg, was die Rückrechnung des k_{10} -Wertes auf $i = 30$ anfällig und vielleicht unrepräsentativ macht.

Der Zusammenhang zwischen effektiver Porosität und Wasserdurchlässigkeit stellt sich, wie in Abb. 6-5 gezeigt wird, dar. *Conrad (1999)* erhält einen Trend, der gegen 14 % strebt. Der Unterschied zu den hier angestellten Versuchen liegt wiederum daran, dass es sich hier um Bauwerksbeton handelt, der ein heterogenes Porengefüge aufweist, als es der von *Conrad (1999)* untersuchte Beton besaß.

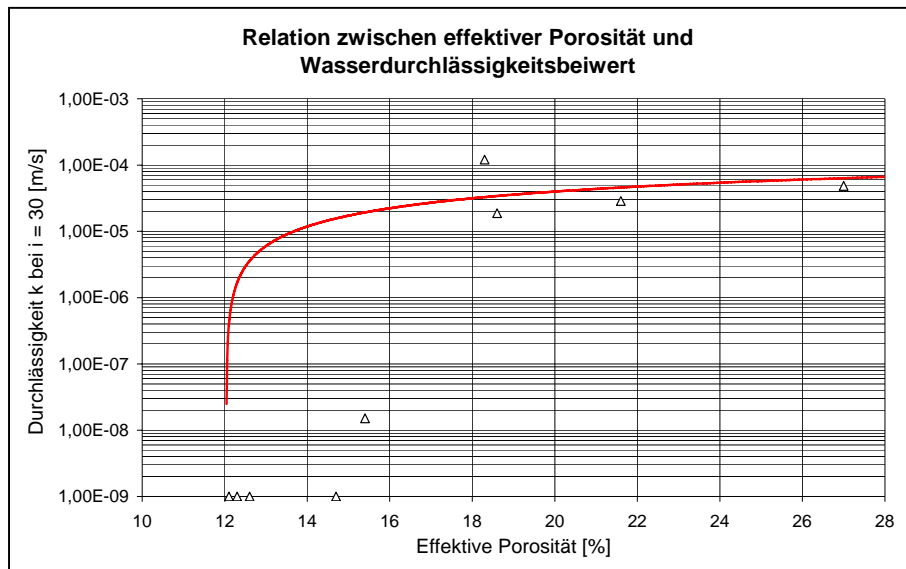


Abb. 6-5: Relation zwischen effektiver Porosität und Wasserdurchlässigkeitsbeiwert

In der Versuchsreihe wurden etliche Wasserdurchlässigkeitsversuche an Proben mit 12 bis 13 % effektiver Porosität durchgeführt. Diese Proben waren allesamt dicht bzw. ihre Durchlässigkeit konnte mit dem verwendeten Verfahren nicht ermittelt werden. Es wurde dann generell eine Durchlässigkeit $k < 10^{-9}$ angenommen. Erst ab 15 % wurde eine Durchströmung erreicht. Der annähernd waagrechte Ast bei höheren Durchlässigkeiten könnte aus den oben schon erwähnten Gründen resultieren.

6.2.2 Auswertung der Lugeonversuche

6.2.2.1 Ermittlung der Lugeon-Werte

Wie schon in Kapitel 5 erläutert, haben sich um das Thema Lugeonversuch schon viele Wissenschaftler in jahrelangen Studien bemüht. Bei der Auswertung der eigenen Tests wurden vor allem auf die Methodik von *Houlsby (1976)* und *Rißler (1984)* zurückgegriffen. Dabei wurden die schon in Kapitel 5 beschriebenen P/Q-Diagramme und die Balkenanalyse nach *Houlsby (1976)* herangezogen.

Die Ermittlung des maßgeblichen Lugeon-Wertes wurde in Anlehnung an die weitreichende Literatur durchgeführt. In Abb. 6-6 werden die Lugeon-Werte nach *Rißler (1984)* und *Houlsby (1976)* dem Mittelwert der einzelnen Druckstufen gegenübergestellt. Anzumerken ist, dass wegen des ungünstigen Durchmessers von ca. 6 cm der Prüflinge aus Finsing Lugeonversuche ausschließlich an Probekörpern aus Jettenbach durchgeführt wurden. Die logarithmische Darstellung des Lugeon-Wertes lässt die Streuung der einzelnen Verfahren um den Mittelwert erkennen. Dabei streuen die Werte von *Houlsby (1976)* stärker als die von *Rißler (1984)*. Dies ist ein Indiz für die differenzierte Betrachtungsweise bei *Houlsby (1976)*, der dadurch variierende Werte erhält. Abb. 6-6 erweckt den Eindruck, dass die Werte im unteren Bereich zufällig streuen, während in bei großen Lugeon-Werten der Mittelwert die größten Werte stellt, *Rißler (1984)* den mittleren Bereich trifft und nach *Houlsby (1976)* die kleinsten Werte ermittelt werden.

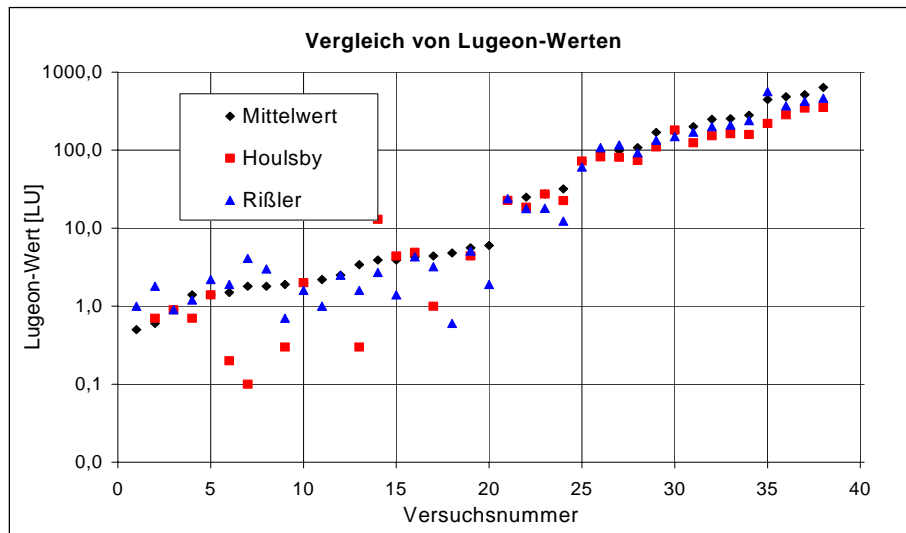


Abb. 6-6: Vergleich von Lugeon-Werten

Der Vergleich ist, obwohl die logarithmische Darstellung eine gewisse Aufspaltung erzeugt, sehr unübersichtlich.

In Abb. 6-7 ist eine Verteilung der 38 durchgeführten Lugeonversuche gegeben.

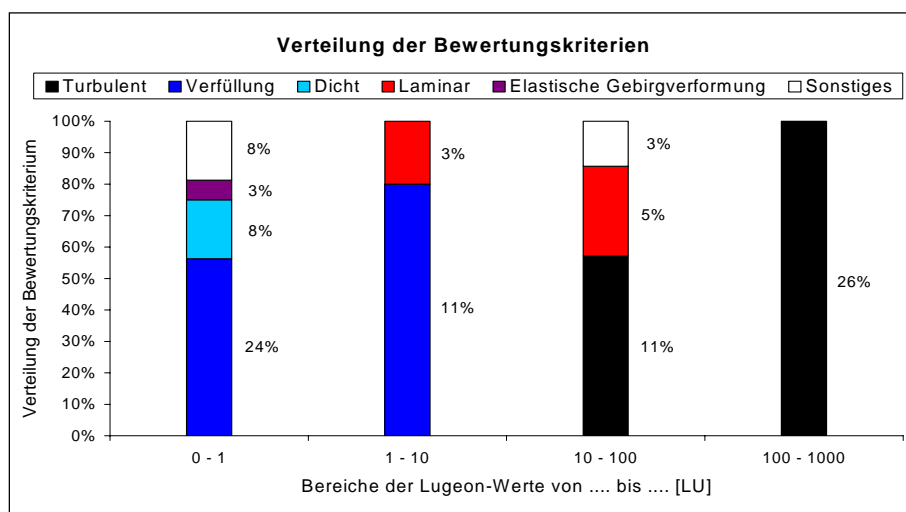
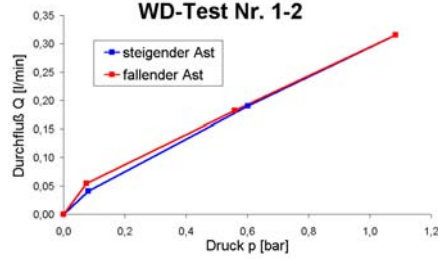
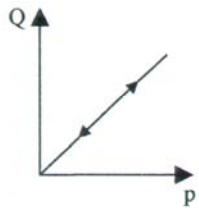
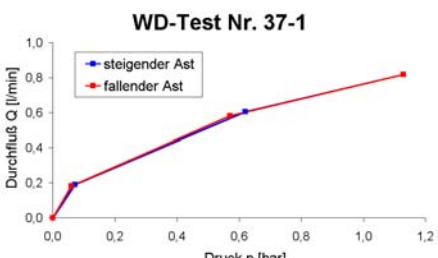
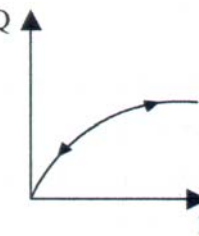
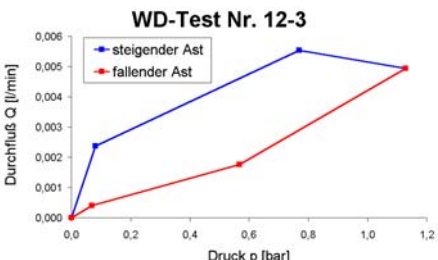
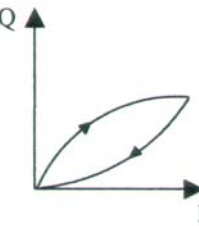
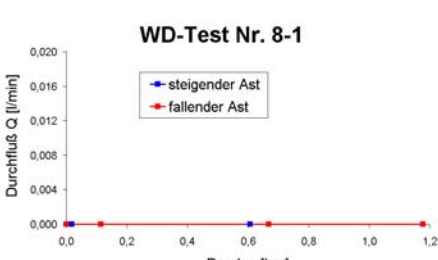
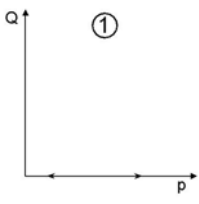
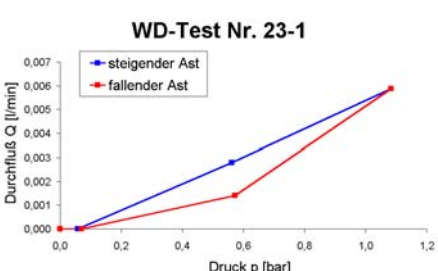
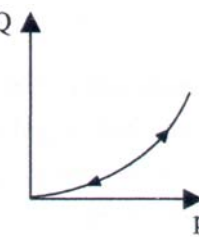


Abb. 6-7: Verteilung der Bewertungskriterien

Dieses Diagramm (Abb. 6-7) beinhaltet alle Versuche eingeteilt nach ihren LU-Wert-Bereichen. Es ist zu erkennen, dass besonders im Lugeonbereich über 100 LU vorwiegend turbulente Fließverhältnisse auftreten. Laminare Strömung ist in dem durchlässigen Intervall von 1 bis 100 LU anzutreffen. Die Verfüllung, nach *Kutzner (1991)* entspricht das der Form E, dominiert eher die Bereiche unter 10 LU. 8 % der Lugeonversuche wurde an dichten Kernen durchgeführt. Die Aussage dieses Sachverhalts spiegelt die Meinung in der Literatur wieder, dass turbulente Strömungsverhältnisse erst ab hohen Durchflüssen und laminare Verhältnisse eher bei durchlässigem Untergrund, aber relativ wenig Durchfluss auftreten können. Die Verfüllung ist vornehmlich bei Proben mit geringer Durchlässigkeit in Erscheinung getreten, bei denen die Poren schon sehr geringe Ausmaße hatten und dann durch

Partikel des Bohrstaub zugesetzt wurden. Es ist zu vermuten, dass dieser Bohrstaub bei größeren Hohlraumverhältnissen ohne Mühen ausgespült wurde und laminares oder turbulentes Fließen entstand. Wie in Abb. 6-7 angedeutet wurde, sind 5 klassifizierbare P/Q-Diagramme bei den Untersuchungen angetroffen worden.

Tab. 6-1: Klassifizierbare Grundformen des P/Q-Diagramms der WD-Testreihe

Beschreibung	Verlauf	Idealverlauf
<p><i>Kutzner (1991)</i> Grundform A (laminares Fließen)</p> <p>Die Form neigt zu einem turbulenten Verhalten.</p>	<p>WD-Test Nr. 1-2</p> 	
<p><i>Kutzner (1991)</i> Grundform B (Turbulenz)</p> <p>Der Durchfluss war relativ hoch.</p>	<p>WD-Test Nr. 37-1</p> 	
<p><i>Kutzner (1991)</i> Grundform E (Kluftverfüllung)</p> <p>Der Durchfluss war sehr niedrig.</p>	<p>WD-Test Nr. 12-3</p> 	
<p><i>Ewert (1997)</i> Grundform 1 (Dichter Untergrund)</p> <p>Geringer Verlust vernachlässigt.</p>	<p>WD-Test Nr. 8-1</p> 	
<p><i>Kutzner (1991)</i> Grundform C (Elastische Gebirgsverformung)</p>	<p>WD-Test Nr. 23-1</p> 	

Die in Tab. 6-1 angeführten P/Q-Diagramme sind aus der Datenauswertung der Wasserdurchlässigkeitsversuche mittels „Mini“-Packer entnommen. Neben der in Abb. 6-6 gefundenen Verteilung war auffallend, dass neben anderen Formen besonders laminares und turbulentes Strömungsverhalten in Mischformen vorlag.

6.2.2.2 Vergleich von Lugeon-Werten mit Trockenrohddichte und effektiver Porosität

Die Vergleiche der ermittelten Wasserdurchlässigkeiten mit der Trockenrohddichte und effektiven Porosität lassen Rückschlüsse auf Grenzbereiche zu. Diese Ergebnisse müssten ebenfalls bei dem Vergleich mit Lugeon-Werten erkennbar sein.

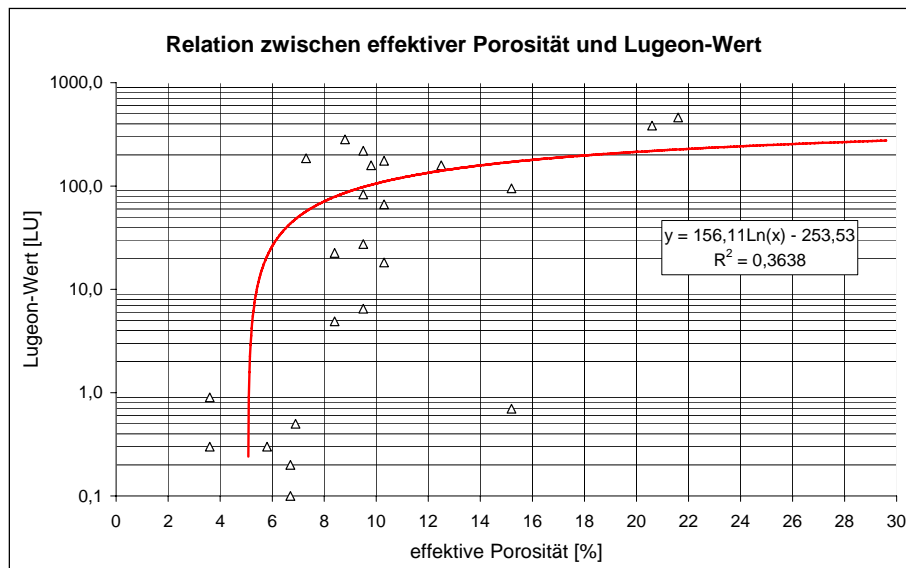


Abb. 6-8: Zusammenhang zwischen effektiver Porosität und Lugeon-Wert

Der erhaltene Trend weist auf eine effektive Porosität von 5 % hin. Auffällig ist ein rapider Rückgang der LU-Werte im Bereich ab 10 %. Bei dieser Betrachtung stellt sich die Frage, ab welchem Lugeon-Wert ein Bohrkern dicht oder injizierfähig ist. In Kapitel 5 wurden schon einige Injektionskriterien vorgestellt. Von ca. 5 bis 6 % effektive Porosität ergeben sich hier Werte bis zu 15 LU (Trend). Betrachtet man Ergebnisse in der Praxis, sind diese Bereiche schwer bis unmöglich zu injizieren. Verfolgt man nicht den Trend, sondern hält man sich direkt die Werte, erkennt man, dass um 10 % offene Porosität ein Anstieg des LU-Wertes bis ca. 200 LU erfolgt. Der kritische Bereich, in dem sich die Verteilung der Hohlräume als besonders einflussnehmend erweist, liegt vermutlich deshalb bei ca. 10 %. Vergleicht man die Eigenart eines Packerversuches, dass sich Wasser in alle Richtungen ausbreiten kann, mit der eindimensionalen Fließrichtung in der Durchströmungszelle, kann die Vermutung angestellt werden, dass Lugeonversuche aufgrund der mehrdimensionalen Ausbreitung bereits ab 10 % effektiver Porosität aussagekräftige Werte erzeugen. Eindimensionale Durchlässigkeitsversuche mit dem Versuchsstand nach *Conrad (1999)* liefern k_{10} -Werte ab ca. 15 %.

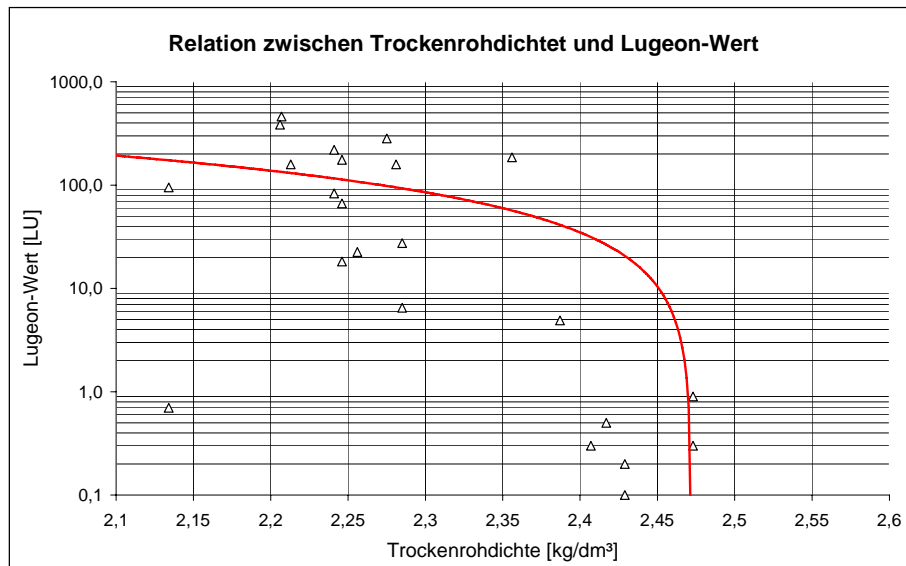


Abb. 6-9: Zusammenhang zwischen Trockenrohdichte und Lugeon-Wert

Ähnlich zu Abb. 6-8 ist die Trendlinie in Abb. 6-9 nur bedingt aussagekräftig. Die eigentliche Betrachtung wird an den Werten selbst vollzogen. Wieder ist ein Anstieg der Lugeon-Werte ab einer Trockenrohdichte von ca. 2,35 kg/dm³ erkennbar. Das liegt nach *Weigler et al. (1989)* im Bereich von gutem Beton. Der Bereich um 2,20 kg/dm³ scheint wieder als kritische Zone zu fungieren, weil hier Werte von 10 bis 400 LU erreicht werden. Die zwei niedrigeren Werte bei ca. 2,15 kg/dm³ sind wegen ihres anscheinenden „Fehlverhaltens“ auffällig. Die niedrige Trockenrohdichte resultiert bei diesen Betonzylindern aus dem Vorhandensein einer porigen Mörtelmatrix. Die Poren sind bläschenförmig über den gesamten Prüfling verteilt und erzeugen keine durchgängigen Hohlräume. Betone mit Trockenrohdichten um die 2,20 kg/dm³ dürften mit den gängigen Injektionsverfahren unter Umständen verpressbar sein.

6.2.2.3 Vergleich der Wasserabpressversuche in Jettenbach mit den eigenen Ergebnissen

Die Aussagekraft der Packerversuche an Bohrkernen muss noch durch vergleichende Untersuchungen von in-situ Wasserabpressversuchen überprüft werden. Die vereinfachte Handhabung bei der Ermittlung der LU-Werte den Mittelwert der einzelnen Druckstufen heranzuziehen, wurde in der Praxis im Wehr Jettenbach durchgeführt. Die Werte aus den jeweiligen Passen werden nun mit den eigenen Ergebnissen von den Bohrkernen aus den entsprechenden Tiefen verglichen.

Abb. 6-10 zeigt (Abschnitte zu 2,5 m) eine Gegenüberstellung der Lugeon-Werte, die auf der Baustelle ermittelt wurden, und der Werte, die an den entnommenen Bohrkernen erhalten wurden. Generell kann man grobe Abweichungen von über 100 LU erkennen. Der Aspekt, dass bei Passen, bei denen nur Einzelproben vorhanden waren, die größten Abweichungen auftreten, beruht auf der Tatsache, dass der entnommene Bohrkern von ca. 0,25 m nur einen unrepräsentativen Abschnitt dieser Passe darstellt. Eine relativ gute Übereinstimmung mit den in-situ Werten wurde bei der Bildung von Mittelwerten von mehreren untersuchten Proben erreicht. Wenn die „Mini“-Packerversuche vernünftige Werte liefern, dann müsste sich der Mittelwert von Bohrkernen, die über die gesamte Höhe einer Passe entnommen wurden, dem

Wert des in-situ Versuchs nähern. Eine solche Behauptung kann jedoch im Anbetracht der Ergebnisse und der Anzahl der angestellten Untersuchungen nicht gehalten werden und müsste anhand von weiteren gezielten Vergleichen genauer analysiert werden.

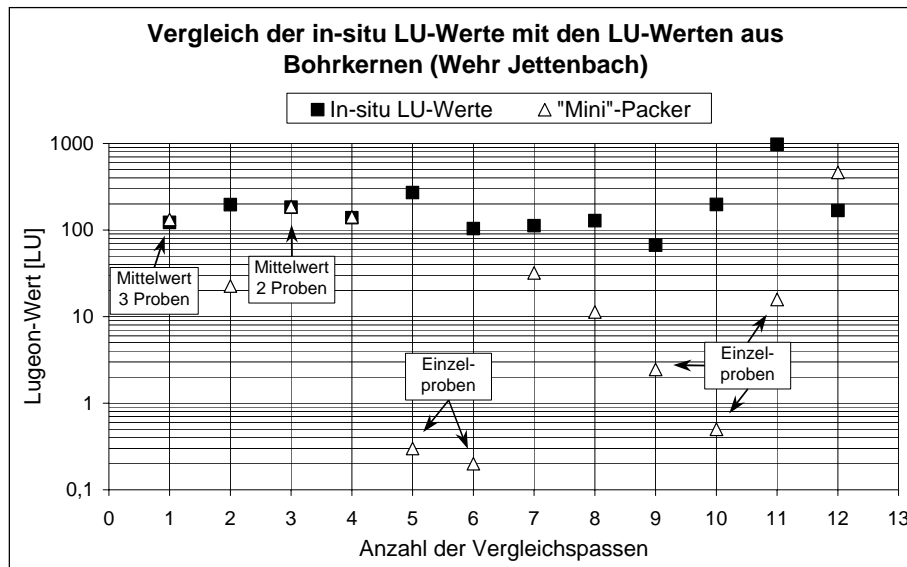


Abb. 6-10: Vergleich der in-situ LU-Werte mit den LU-Werten aus Bohrkernen (Wehr Jettenbach)

Das Resultat dieser Gegenüberstellung besagt, dass man mit der Anzahl und der Verteilung der Bohrkernproben, wie man sie in diesem Untersuchungsrahmen gewählt hat, keine aussagekräftige Stellungnahme im Bezug auf die Injizierfähigkeit des Gesamtbauwerks geben kann. Obwohl in Abb. 6-10 die Mittelwerte von Proben aus einer Passe mit den in der Praxis ermittelten Werten besser übereinstimmen, als wenn nur eine Einzelprobe pro Passe vorlag, sind die Ergebnisse meistens nicht identisch. Eine allgemein schlechte Betonqualität ist zu erkennen.

6.2.3 Vergleich von ermittelten Lugeon-Werten und k_{10} -Werten

An den Proben Nr. 5 und Nr. 37 wurden sowohl Wasserdurchlässigkeitsversuche mit der Durchströmungszelle als auch mit Packern durchgeführt. Die Aussagekraft des in Abbildung 6-11 dargestellten Verhaltens ist aufgrund der geringen Anzahl an Werten in Frage zu stellen. Die logische Folgerung, dass den eindimensional ermittelten Wasserdurchlässigkeiten entsprechende LU-Werte folgen müssen, ist klar erkennbar. Die qualitative Richtigkeit beider Verfahren ist somit festgestellt. In Abschnitt 6.4 wird ferner ein Vergleich von LU-Werten mit berechneten k -Werten angestellt. Um jedoch genauere Aussagen treffen zu können, müsste man eine neue Versuchsreihe zur Untersuchung des Zusammenhangs von Lugeon-Wert und k_{10} -Wert erstellen.

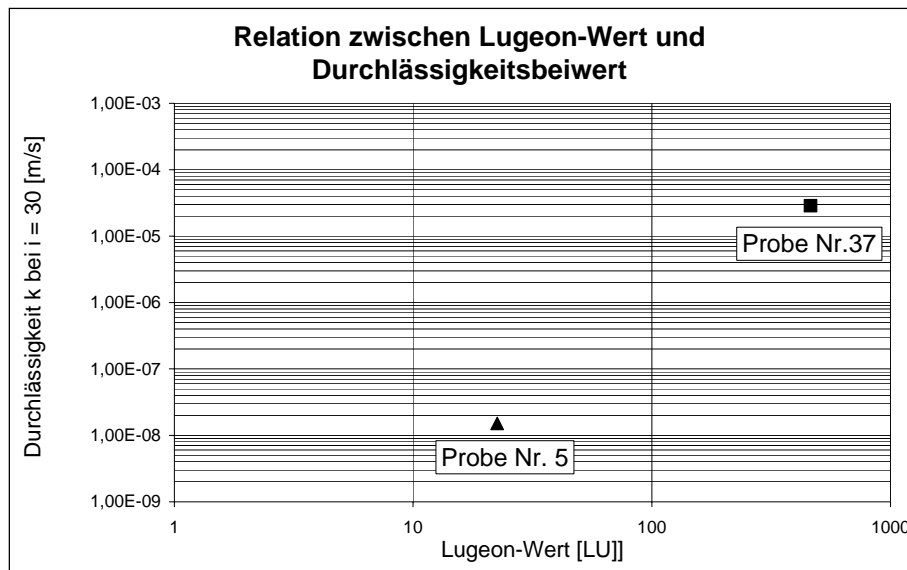


Abb. 6-11: Relation zwischen Lugeon-Wert und Durchlässigkeit

6.3 Auswertung der Injektionsversuche

6.3.1 Eindimensionale Injektionsversuche

Bevor die Ergebnisse der eindimensionalen Injektionsversuche genauer analysiert werden, müssen einige Fakten geklärt werden. Bauwerksbeton besitzt ein unregelmäßiges Hohlräumgefüge. Bereiche höherer Durchlässigkeiten können bei der Gewinnung von Bohrkernen nicht in einem zusammenhängenden Stück erschlossen werden. Beispielhaft seien hier die vorhandenen Kiesnester angeführt, deren loser Verbund nicht zur Untersuchung in Form eines Bohrkerns gewonnen werden kann. Diese Voraussetzungen sind bei der Betrachtung der Ergebnisse stets zu berücksichtigen (siehe Abschnitt 6.5.1).

Die Annahmen, dass die Suspension sich stabil verhält, keine Abbindevorgänge stattfinden und die Thixotropieeigenschaften vernachlässigbar sind, wurden bereits in *Conrad (1999)* formuliert.

Eindimensionale Injektionsversuche wurden nach Abschätzen der Voruntersuchungen an den Proben 26 und 33 durchgeführt.

Im Vorfeld wurde die zu verpressende Suspension festgelegt. Bei den eindimensionalen Versuchen verwendete man als Bindemittel Makrodur. Beispielhaft für die Injektionsarbeiten wird die Injektion an Probekörper 26 erläutert, da die Injektionsergebnisse der Nr. 33 entsprechend ausgefallen sind.

Abb. 6-11 beinhaltet den Verlauf der Einpressrate und des Druckes. Die tendenzielle Abnahme der Einpressrate kann mit einem Zusetzen des Bohrkerns verbunden sein. Das Verhalten des Druckes war nicht konstant, so dass kein stetiger Einpressvorgang erzielt werden konnte.

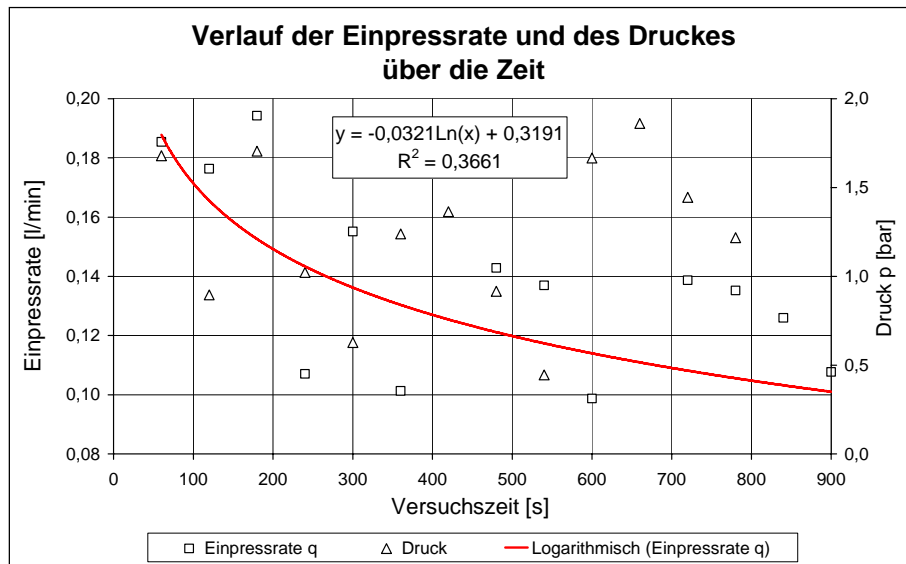


Abb. 6-11: Verlauf der Einpressrate und des Druckes bei der Injektion der Probe Nr. 26

Wegen der starken Druckschwankungen ist es sinnvoll den Verlauf der Quotienten aus Einpressrate und Druck zu betrachten. In Abb. 6-12 wird dies mit dem Verlauf der spezifischen Einpressrate durchgeführt. Die spezifische Einpressrate ist nach *Lombardi et al. (1993)* der Quotient q/p , also Einpressrate dividiert durch den Druck. Mit zunehmendem verpresstem Volumen nimmt die spezifische Einpressrate ab. Berücksichtigt man beide Trendverläufe lässt sich diese Aussage bekräftigen. Der Druck streut dabei zwischen 0,5 und 2 bar, weicht jedoch nicht erheblich ab, so dass er innerhalb dieser Grenzen als grob konstant angenommen werden kann. Der von *Conrad (1999)* beschriebene Zustand, dass sich bei konstanter Verpressrate der Druck steigert, um bei zunehmender Ablagerung von Suspensionspartikel den gleichen Durchfluss zu halten, ist hier in umgekehrter Variante erkennbar. Der Ablagerungsprozess erhöht den Widerstand gegen ein Durchfließen der Suspension. Bleibt nun der Druck in gewissen Grenzen konstant, muss sich folglich der Durchfluss vermindern

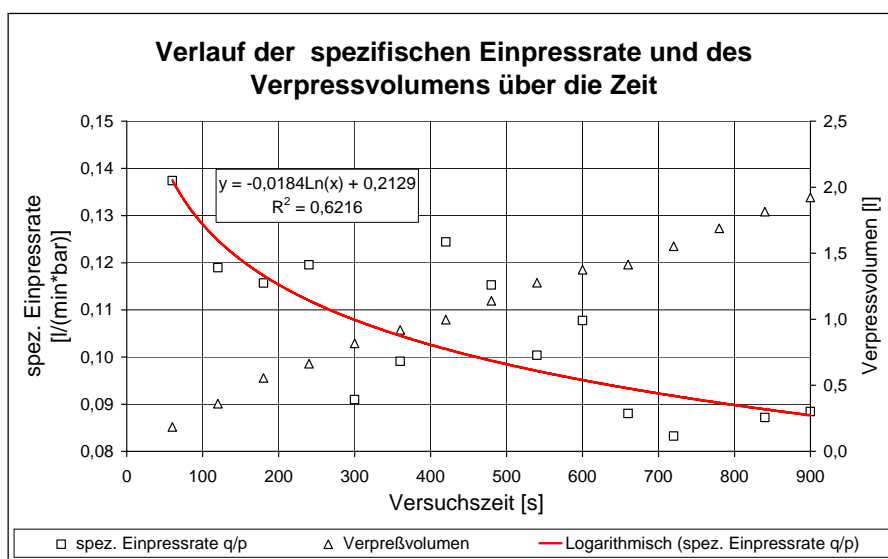
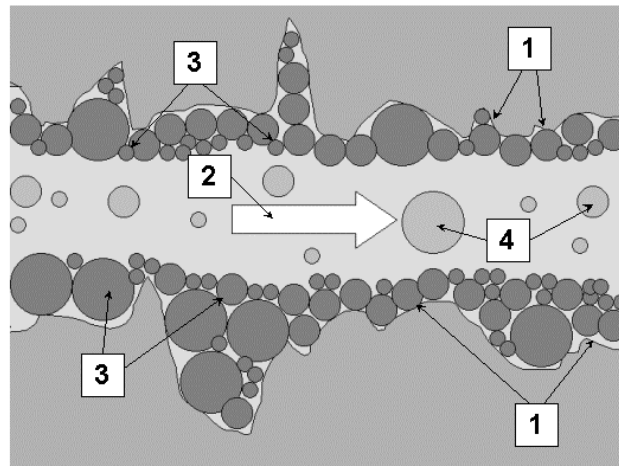


Abb. 6-12: Verlauf der spezifischen Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 26

Eine weitere Auffälligkeit ist der Verlauf der Trendlinie in Abb. 6-11 und 6-12. Auch wenn der Regressionskoeffizient relativ niedrig ist, ist dennoch die Tatsache, dass sich die Einpressrate anfangs mehr ändert, als sie es zu Ende des Versuches tut, erkennbar. Eine Erklärung wäre in der abnehmenden Rauheit der Porenkanäle zu finden. Anfangs haften sich die Partikel bevorzugt an groben Geometrien, die in den mikroskopischen Bereich reichen, an. Nachdem sich dann eine erste Schicht über den unregelmäßigen Verlauf der Kanalwänden gelegt hat, können sich Feinstteile an oder zwischen der Partikelschicht, deren Körner im selben Größenbereich liegen, nicht mehr ablagern. Die Einpressrate kann zusätzlich bei völligem Zusetzen einiger Porenkanäle sinken. Eine Skizze dieser Vermutung liegt in Abb. 6-13 vor.



- | | |
|-------------------|-------------------|
| 1 Rauhe Porenwand | 3 Partikelschicht |
| 2 Fließrichtung | 4 Freie Partikel |

Abb. 6-13: Skizze zum zeitlichen Verlauf der Ablagerung an Porenwänden

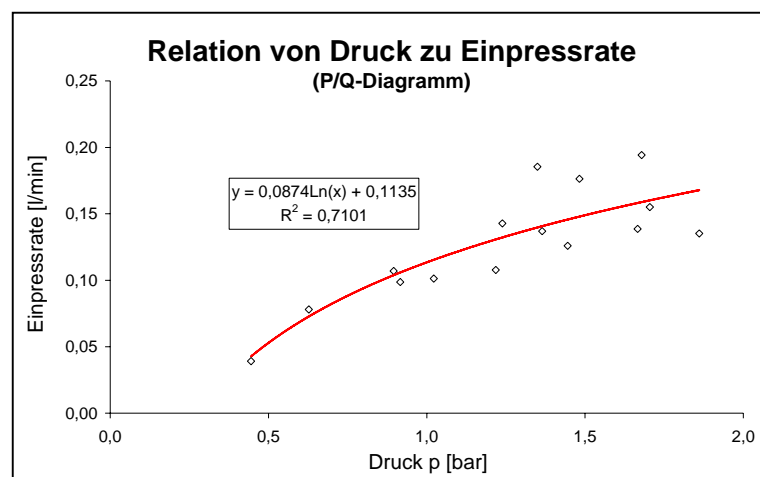


Abb. 6-14: Relation von Druck und Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 26

Neben den zeitlichen Verläufen der Einpressraten und der Drücke stellt sich ihr Verhältnis auch als interessant dar. Vergleiche zu turbulenten Druckmengendiagrammen aus dem Wasserabpressversuch liegen nahe. Injektionsdrücke sollten stets so gewählt werden, dass keine Turbulenzen auftreten können. Dazu ist eine langsame Steigerung des Injektionsdruckes erforderlich (*Kutzner (1991)*). Wie hier zu sehen, konnte man eine gewisse Turbulenz der

Verpressströmung nicht vermeiden. Bei einer Durchlässigkeit des Bohrkerns von $k = 5 \cdot 10^{-5}$ m/s führte dies zu keinem Verstopfen oder bemerkbaren negativen Auswirkungen. Das unterproportionale Verhalten des Durchflusses zum Druck muss jedoch in der Praxis unbedingt vermieden werden (Ewert (1997)).

6.3.2 Injektionsversuche mit „Mini“-Packern

An den Proben Nr. 5, 20, 21, 22, 35, 37 und 39 wurde die Injektion mit „Mini“-Packern durchgeführt. Die LU-Werte dieser Proben waren in den Bereichen von ca. 0 bis 450 LU. Bei den protokollierten Injektionsversuchen wurde durchgehend eine Suspensionsmischung mit dem Bindemittel Dorodur H50 und einem W/B-Wert von 1,0 verwendet. An einigen Proben wurden später, um mit Mikrodur verpresste Porenengstellen zu erhalten, zusätzlich Injektionen durchgeführt.

Probleme bei der Ausführung verhinderten das beabsichtigte Durchströmen des Prüflings mit Verpressgut durchgängig. Einerseits setzte sich, sobald der Verpressvorgang ins Stocken kam, das Verbindungsstück im Greifkopf sofort zu, andererseits wurden lose Steine zu einem Haufwerk gespült, das dann die Suspensionspartikel band und eine Verstopfung verursachte (Abb. 6-15). Diese Schwemmpartikel waren vermutlich bei den Wasserabpressversuchen auch vorhanden, konnte aber bei Wasser kein Verstopfen verursachen.

Abb. 6-15: Schwemmpartikel innerhalb von erhärtetem Suspensionsgut



Als typischer Injektionsverlauf innerhalb dieser Untersuchungen wird der von Probe Nr. 22 verwendet. In Abb. 6-16 sind die unterschiedlichen Phasen des Versuches zu erkennen. Anfänglich steigt das verpresste Volumen linear an, d.h. Suspensionsgut strömt aus dem Vorratsbehälter in und durch den Körper. Die spezifische Verpressrate ändert sich in den ersten 30 Sekunden und bleibt dann konstant, was wiederum bedeutet, dass Druck und Verpressrate in einem festen Verhältnis zueinander stehen und der Verpressvorgang stabil ist. Bis zu einem Zeitpunkt von ca. 80 Sekunden tritt keine Veränderung ein. Nach diesem Zeitpunkt vergrößert sich die spezifische Einpressrate von 0,35 l/(min·bar) sprunghaft auf 0,42 l/(min·bar). Einem rapiden Abfall folgt ab 130 Sekunden die Stagnation. Der Körper ist verstopft. Um genauere Aussagen treffen zu können, empfiehlt sich den Verlauf von Einpressrate und Druck getrennt voneinander zu betrachten (Abb. 6-17).

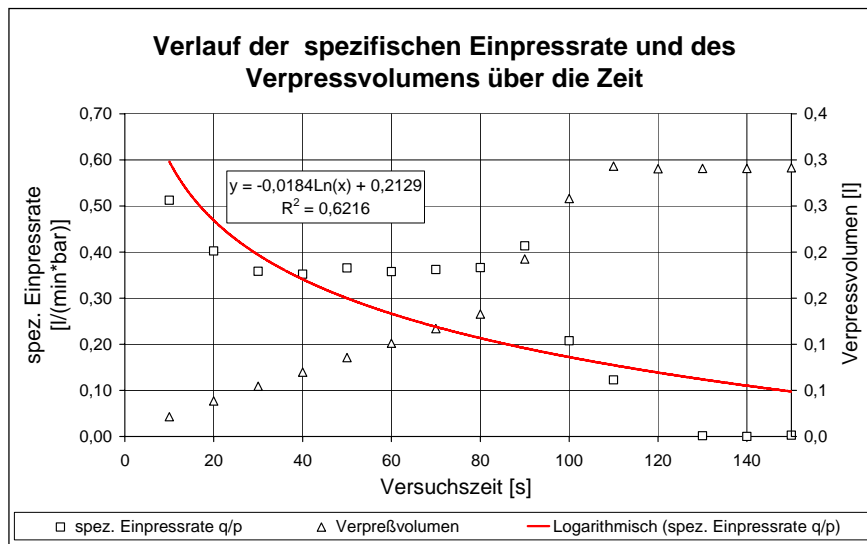


Abb. 6-16: Verlauf der spezifischen Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 22

Ein anfänglicher Rückgang der Einpressrate folgt eine Stagnationsphase der Einpressrate und des Druck bis zu einem Zeitpunkt von ca. 82 Sekunden. Dann steigt die Einpressrate ca. 30 Sekunden von einem konstanten Wert 0,10 l/min bis 0,40 l/min an und fällt dann auf 0 l/min ab. Während der Verstopfungsphase steigen die Drücke mit an. Die Zunahme des Verpressvolumens erreicht ebenfalls ihren Höhepunkt. Während des Versuchsablaufes war man in einer solchen Phase stets bemüht, den Druck auf einem niedrigen Niveau zu stabilisieren. Die Gründe, wieso so abrupt eine solche Veränderung des Injektionsverlaufes eintrat, sind wie oben schon erwähnt vielschichtig. Neben dem Bohrkern selbst, sind die „Mini“-Packer für Verstopfungsvorgänge sehr anfällig. In der Praxis werden mit den hier verwendeten Packeranschluss feinere Bindemittel als Dorodur H50 gekoppelt. Das Bindemittel Dorodur H50 neigte schon bei eindimensionalen Injektionsversuchen zu einem raschen Zusetzen der Probekörper.

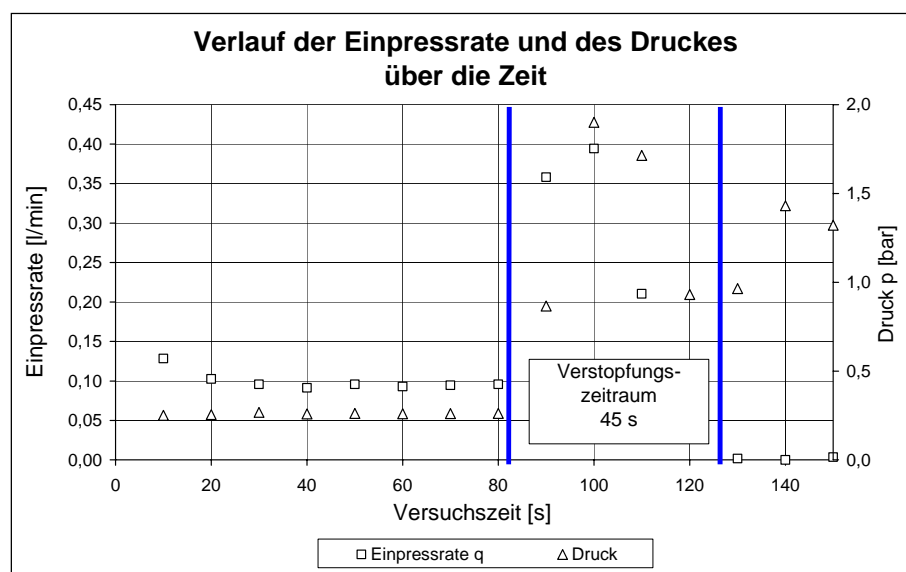


Abb. 6-17: Relation von Druck und Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 22

Die anderen Probekörper setzten sich zum Teil erheblich früher zu, so dass man einen üblichen Verpressverlauf oft nicht erkennen konnte. Die Vergleichbarkeit von diesen Packerversuchen mit den eindimensionalen Versuchen kann man auch in Abb. 6-18 erkennen. Hier ist zu erwähnen, dass Wertepaare vom Injektionsversuch der Probe Nr. 22, die nach 80 Sekunden gemessen worden waren, nicht berücksichtigt wurden. Unter dieser Voraussetzung erhielt man ein mit Abb. 6-15 vergleichbares P/Q-Diagramm, was die Injektionsversuche qualitativ miteinander vergleichbar macht.

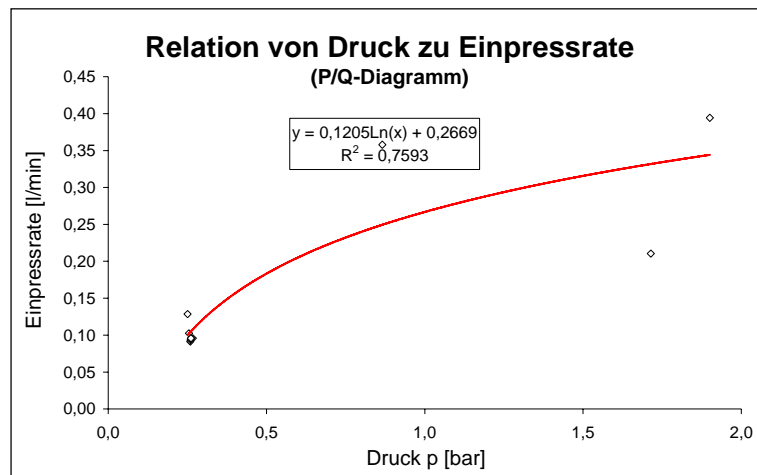


Abb. 6-18: Relation von Druck und Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 22

Solange der Durchströmungsvorgang anhielt, zeigte sich erneut ein turbulentes Strömungsbild.

6.4 Sonstige Auswertungen

6.4.1 Vergleich der injizierten Porenengstellen mit Injektionskriterien

In Kapitel 5 wurden schon einige theoretische Injektionskriterien zur Begrenzung des Größtkorns oder eines bestimmten Siebdurchgangs der Suspension vorgestellt. Durch nachträgliches Schneiden von verpressten Probekörpern ist es gelungen, einige Porenengstellen mit erhärteter Suspension bildlich zu erfassen. Als Maßstab diente ein Risslineal der Firma *PPW-Polyplan Werkzeuge GmbH*. Die Tabelle in den Anlagen Seite 11 beinhaltet Photos und gemessene Porenengstellendurchmesser. Die nach *Schulze (1993)* und *Kutzner (1991)* aufgestellten Gleichungen sind nicht für das Injizieren von Beton, sondern von Fels und Lockergestein entwickelt worden und sind so mit Vorsicht anzuwenden. Folgende Tabelle 6-2 dient zum Vergleich und der Bewertung der ermittelten Durchmesser aus der Praxis und den theoretischen Injektionskriterien. Bei *Kutzner (1991)* wird eine kleinste Porenengstelle gefordert. Die Annahme, diese Porenengstelle im groben Makroporenbereich von ca. 100 µm (= min d) zu legen, erscheint im Anbetracht des geforderten kleinsten auftretenden Hohlraums, der technisch noch verpresst werden kann, sinnvoll. *Kutzner (1991)* bezieht sich bei seiner Abschätzung auf D_{90} . Wegen des Fehlens der einzelnen Körnungslinien und der häufigen Verwendung des Bezugswertes D_{95} wird dieser Wert, der schon in Tab. 5-3 festgehalten wurde, verwendet.

Tab. 6-2: Vergleich der theoretischen Injektionskriterien mit der Praxis

Bindemittel	D ₉₅	<i>Kutzner (1991)</i> ¹ D ₉₀ ≤ 30 µm	<i>Schulze (1993)</i> ² D _{100,Susp} ≤ 100 µm	Praxis
	[µm]	Ja / Nein	Ja / Nein	[µm]
Dorodur H50	90	Nein.	Ja	300 – 400
Makrodur	40	Nein	Ja	200 – 300
Mikrodur	24	Ja.	Ja	100

¹ Statt D₉₀ wurde D₉₅ betrachtet.

² Statt D₁₀₀ wurde D₉₅ betrachtet.

Anhand der Betrachtungen der Tab. 6-2 können einige Aussagen getroffen werden. Dorodur H50 erfüllt nur das zweite Kriterium. Dieser Feinstzement würde vermutlich, wenn man das Größtkorn heranzöge, beide Kriterien nicht erfüllen. Die Vergleiche mit der Praxis beinhalten Minimaldurchmesser, die innerhalb der in dieser Versuchsreihe durchgeführten Injektionen gefunden werden konnten. Die Tendenz, dass feinere Bindemittel auch kleinere Poren erreichen können, ist erkennbar. Nur das sehr feine Mikrodur erfüllt beide Kriterien. *Schulze (1993)* bezieht sich auf das Größtkorn, das mit D₉₅ nicht beschrieben wird. Die in Kapitel 5 angeführten Gründe, dass *Schulze (1993)* z.B. die Gesamtverteilung nicht beachtet, bleiben bestehen. Weiteres zu den Injektionskriterien wird in *Conrad (1999)* und in der angegebenen Literatur behandelt.

Kutzner (1991) fordert einen sehr kleinen Wert in seinem Kriterium, den nur Mikrodur erfüllt. Berücksichtigt man die Tatsache, dass Mikrodur etwa 10 mal so teuer ist wie Makrodur, schenkt man dem wirtschaftlichen und somit dem baupraktischen Aspekt mehr Beachtung. Der Wert von *Kutzner (1991)* befindet sich auf der sicheren Seite. Hier stellt sich die Frage, ob eine Injektion, die auf min d = 100 µm oder noch kleiner ausgelegt ist, im Anbetracht der Kosten ein relativ besseres Ergebnis erreicht, als wenn man z.B. min d = 500 µm annimmt. Mit min d wurde hier der kleinste Hohlraumdurchmesser, der technisch noch sinnvoll verpressbar ist, bezeichnet.

6.4.2 Porendurchströmung – Hydraulisches Modell

In dieser Untersuchung soll lediglich gezeigt werden, dass Porenengstellen im Bereich von 100 bis 200 µm als Injektionsziel nur bedingt geeignet sind. Es wird ein hydraulisches Porenmodell nach Abb. 2-1 zugrundegelegt, welches den Fall eines Übergangs eines Porenkanals 1 mit 5 mm Durchmesser zu einem Porenkanal 2 mit 1 mm Durchmesser darstellt. Es werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Strömung ist stationär / ungleichförmig.
- Die Poren werden als Röhren idealisiert.
- Der Anschluss der Porenradien erfolgt übergangslos.
- Die Suspension entweicht als Freispiegelabfluss aus Porenkanal 2.
- Reibungsverluste werden vernachlässigt.

Die Formeln und ihre Herleitungen sind in Kapitel 2 angegeben. Der Druck p_1 wurde entsprechend den Beobachtungen bei Injektionsversuchen gewählt. Druck p_2 entspricht etwa dem Atmosphärendruck.

Berechnung:

Gegeben:	$p_1 = 1,25 \text{ bar}$	$c = 0,5$
	$p_2 = 1 \text{ bar (Atmosphärendruck)}$	$\rho_{\text{Susp}} = 1,495 \text{ kg/dm}^3$
	$d_1 = 5 \text{ mm}$	$g = 9,81 \text{ N/kg}$
	$d_2 = 1 \text{ mm}$	$\eta = 1,0050 \cdot 10^{-3} \text{ [Ns/m}^2\text{]}$

Gesucht: Q, v_1, v_2

Ergebnisse:

- 1.) $\frac{(p_1 - p_2)}{\rho_{\text{Susp}} \cdot g} = 1,705m$ Druckhöhe in (2-17)
- 2.) $\zeta = 0,480$ Verlustbeiwert nach (2-15)
- 3.) $Q = 0,3940 \frac{l}{\text{min}}$ Abfluss nach (2-17)
- 4.) $v_1 = 0,334 \frac{m}{s}$ v in Porenkanal 1 nach (2-8)
- 5.) $v = 8,361 \frac{m}{s}$ v in Porenkanal 2 nach (2-9)

Diese Ergebnisse stellen nur eine Überlegungsstütze dar. Hat man eine Pore mit einem Durchmesser von 1 mm und einen Durchfluss von 0,395 l/min steigt die Geschwindigkeit innerhalb dieser Pore auf 8,361 m/s an. Bei derart hohen Geschwindigkeiten ist eine Strömung im turbulentem Bereich wahrscheinlich.

- 6.) $\nu = 0,67 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s}$ kin. Viskosität nach (2-19)
- 7.) $Re_1 = 2492$ Reynolds-Zahl für Porenkanal 1
- 8.) $Re_2 = 12479$ Reynolds-Zahl für Porenkanal 2

Für Porenkanal 1 ergibt sich ein Wert, der noch relativ nahe an 2300 liegt. Eine genaue Zuordnung zu Strömungsbereichen ist bei Reynolds-Werten in diesen Intervallen nicht möglich. Porenkanal 2 ist im Vergleich zu Kanal 1 weitaus turbulenter. Besonders die Druckhöhe beeinflusst die resultierenden Geschwindigkeiten in diesem hydraulischen Modell. Berücksichtigt man das Fließverhalten ab gewissen Drücken, ist die Aussage vertretbar, dass der Druck beim Injizieren im niedrigen Bereich gehalten werden soll, wenn man laminare Strömungsvorgänge beibehalten will. Bei einer Änderung von 0,05 bar wäre man in

diesem Beispiel im Porenkanal 1 schon weit unter der Reynolds-Zahl 2300. Diese Feindosierung konnte mit dem aktuellen Stand des modifizierten Versuchsaufbaus nach *Conrad (1999)* nicht erreicht werden. Bei einer Injektion von Porenkanälen in kapillaren Größenordnungen reagiert der Strömungszustand innerhalb dieser Kanäle sehr empfindlich auf Änderungen von Injektionsparametern (z.B. Druck). Eine Injektion dieser Bereiche ist deshalb mit besonderer Sorgfalt durchzuführen.

6.4.3 Berechnungen zum „Parallelkluft“ – Modell nach *Wittke (1984)*

Wittke (1984) berücksichtigt in seinen Berechnungen (Formeln (5-30) bis (5-34)) die unterschiedlichen Strömungszustände laminar und turbulent. Bei auftretenden Turbulenzen greift *Wittke (1984)* auf die relative Rauheit (Tab. 5-4) zurück. Für die Porenkanäle des hier untersuchten Stampfbetons sind noch keine Rauheiten ermittelt worden. Die Überlegung, dass in Größenbereichen von 1 mm (hier: $d_h = 1,0$ mm) keine zu großen Rauheiten auftreten können, erscheint bei der Betrachtung von Vergleichswerten richtig. Für die angestellten Betrachtungen wurde der Baustoff Beton mit $k = 0,1$ mm (Stahlbeton), $k = 1,0$ mm (glatt) und $k = 6,0$ mm (rau) verwendet. Der Abstand der Trennflächenscharen wurde ebenfalls variiert. Ausgehend von einer Entfernung von 1,0 m wurde auf 0,6 m und 0,3 m reduziert. Die Dicke von 0,3 m entspricht den Lagendicken nach *Otto (1999)* und ungefähr den eigenen Beobachtungen (siehe Anhang Seite 5). Abb. 6-19 zeigt die Ergebnisse der Berechnungen im laminaren Bereich.

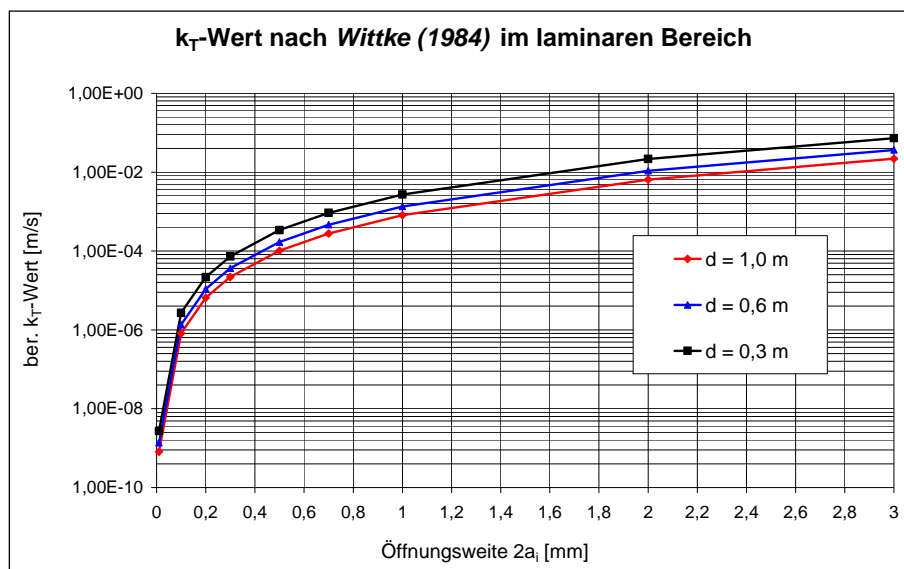


Abb. 6-19: k_T -Werte nach *Wittke (1984)* im laminaren Bereich

Zu erkennen ist, dass bei abnehmendem Abstand der Trennflächenscharen die Durchlässigkeiten steigen. Die einfache Überlegung, dass bei $d = 1,0$ m eine Trennfläche pro Meter auftritt, wogegen bei $d = 0,3$ m ca. drei Trennflächen pro Tiefenmeter vorhanden sind, verifiziert den Sachverhalt im Diagramm. Bei Kluftweiten von 100 bzw. 200 μm belaufen sich die Durchlässigkeiten auf 10^{-6} bis 10^{-8} m/s. Betrachtet man die Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeitsuntersuchen mit der Durchströmungszelle konnte man eindimensional k_{10} -Werte von 10^{-8} m/s nicht bestimmen. Ein Verpressen war somit ausgeschlossen. Ein Vergleich der k_{10} -Werte mit den k_T -Werten müsste noch genauer untersucht werden, was im Rahmen dieser

Arbeit aufgrund des damit verbundenen Untersuchungsaufwandes nicht geschehen kann. Eine Tatsache, die für einen Zusammenhang der beiden Größen spricht, ist die, dass beide auf den theoretischen Grundlagen von *Darcy* beruhen.

Die berechnete Durchlässigkeit nach *Wittke (1984)* wird vor allem von der relativen Rauheit beeinflusst (Abb. 6-20).

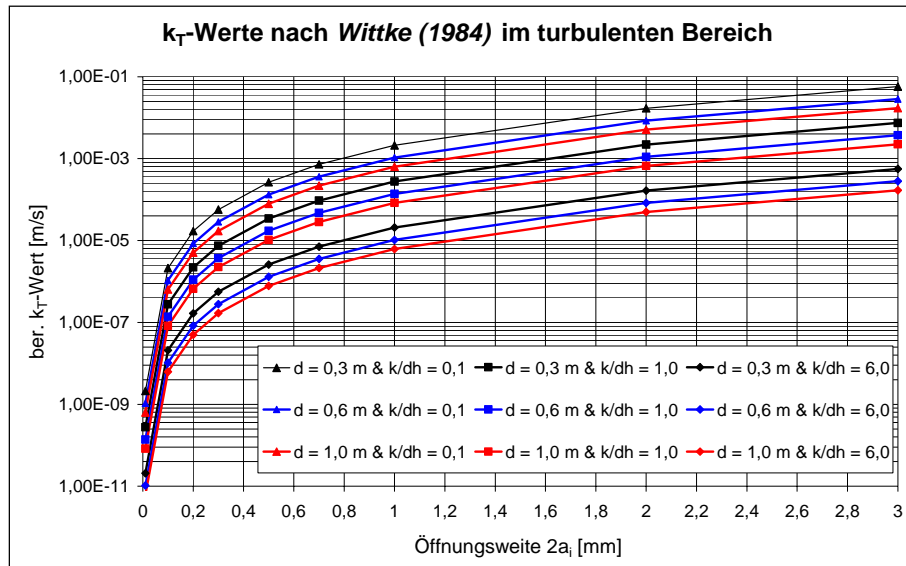


Abb. 6-20: k_T-Werte nach *Wittke (1984)* im turbulenten Bereich

Es wurden drei Serien berechnet, in denen die relative Rauheit von 0,1 auf 1,0 bis 6,0 gesteigert wurde. Innerhalb dieses Schemas wurden dann jeweils der Abstand der Trennflächenscharen von 1,0 auf 0,6 bis 0,3 m vermindert. Das Ergebnis (Abb. 6-20) zeigt, dass eine geringe Rauheit eine größere Durchlässigkeit zulässt und dass bei konstanten relativen Rauheiten, wie schon im laminaren Bereich (Abb. 6-19) erkennbar war, die Durchlässigkeit mit abnehmendem Abstand der Trennflächenscharen verhältnismäßig kleinere Werte annimmt. Bei einer Kluftweite von 100 bis 200 μm erhält man Werte im Bereich von 10^{-7} bis 10^{-10} m/s. Der Wert 10^{-10} m/s entspricht einem guten, undurchlässigem Beton, der nicht injizierfähig ist. Schenkt man den Berechnungsergebnissen nach *Wittke (1984)* Vertrauen, sind Porenkanäle von 100 bis 200 μm , wenn sie auch durchgängig in einer Trennfläche vorliegen würden, schon wegen der Rauheit und des damit verbundenen erhöhten Fließwiderstandes als ausreichend dicht anzusehen.

Von einer Anwendung auf die Praxis der Injektionstechnik wird mangels Vergleichswerten und der signifikanten Vereinfachungen bei dieser Berechnung dringlich abgeraten. *Wittke (1984)* widmete sich in seiner Arbeit vornehmlich der Durchströmung mit Wasser. Suspensionen verhalten sich nicht zuletzt wegen der Ablagerungen in den Porenkanälen different. Die hier angestellten Vergleiche zwischen Kluftabständen und Porenkanaldurchmessern sind rein hypothetisch und dienen zur Gewinnung von Grundlagenkenntnissen. Die Annahmen wurden im Anbetracht der Untersuchungen dieser Arbeit getätigt.

Der Vergleich der laminaren und turbulenten Werte in Abb. 6-21 zeigt nochmals die bei Auftreten von Turbulenzen abnehmende Durchlässigkeit. Die relative Rauheit wurde bei den Berechnungen der Werte des Diagramms in Abb. 6-21 konstant 0,1 gesetzt.

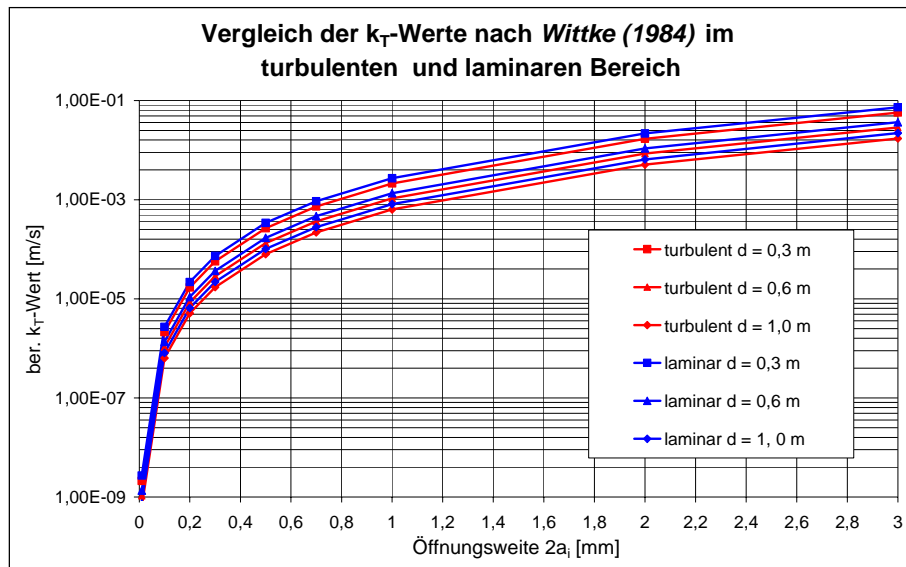


Abb. 6-21: Vergleich der k_T -Werte nach Wittke (1984) im turbulenten und laminaren Bereich

Die Durchlässigkeiten, die bei Annahme eines laminaren Strömungszustand ermittelt wurden, sind generell bei gleichen Trennflächenabständen immer höher, als die k_T -Werte, die dem turbulenten Bereich zugeordnet werden.

Abschließend sei gesagt, dass das „Parallelkluft“ – Modell nach Wittke (1984) unter Vereinfachungen entwickelt wurde, die den realen Ablauf von Durchströmungsvorgängen nur bedingt wiedergeben. Vertikale Durchlässigkeiten zwischen den Trennflächen beeinflussen oft erheblich das Strömungsverhalten im Stampfbeton. Dieses Modell ist jedoch wegen der einfachen Handhabung und der theoretischen Übereinstimmungen im Anbetracht der primären Ausbreitung der Verpressflüssigkeit in den Arbeitsfugen des Stampfbetons für weitergehende Untersuchungen geeignet.

6.4.4 Berechnung der Durchlässigkeit nach Belloni & Mornis (1985)

Die Grundlagen zu dieser Berechnung wurden bereits in Kapitel 5 angeführt. Belloni & Mornis (1985) waren in ihrer Arbeit darauf bedacht, eine Bewertungsmöglichkeit des Verpresserfolges zu entwickeln. Die Umrechnung von Lugeon-Werten in Durchlässigkeitswerte ist nach Ewert (1997) fehlerbehaftet. Bei der Betrachtung der Erfolgsquotienten sei angemerkt, dass dieser Wert „nur“ eine Umrechnung der Abnahme der Lugeon-Werte nach erfolgter Injektion in ein anschauliche Zahl darstellt.

Abb. 6-22 zeigt eine doppelt logarithmische Darstellung der berechneten k_i - und k_f -Werte nach Belloni & Mornis (1985). Die Berechnung liefert Werte, die sich annähernd linear verhalten. Kontrolliert wurde dieses Diagramm anhand von Werten der Proben Nr. 5 und Nr. 37, an denen sowohl eindimensionale

Wasserdurchlässigkeitsversuche als auch Lugeonversuche durchgeführt wurden. Dabei kann man erhebliche Abweichungen erkennen. Die Kontrollpunkte 1 und 2 zeigen zwar, dass die Berechnungen tendenziell Richtigkeit besitzen, Einem hohen Lugeon-Wert wird eine hohe Durchlässigkeit zugeordnet, dass jedoch von einer Übertragbarkeit auf die tatsächlich vorhandene Durchlässigkeit abgeraten werden muss.

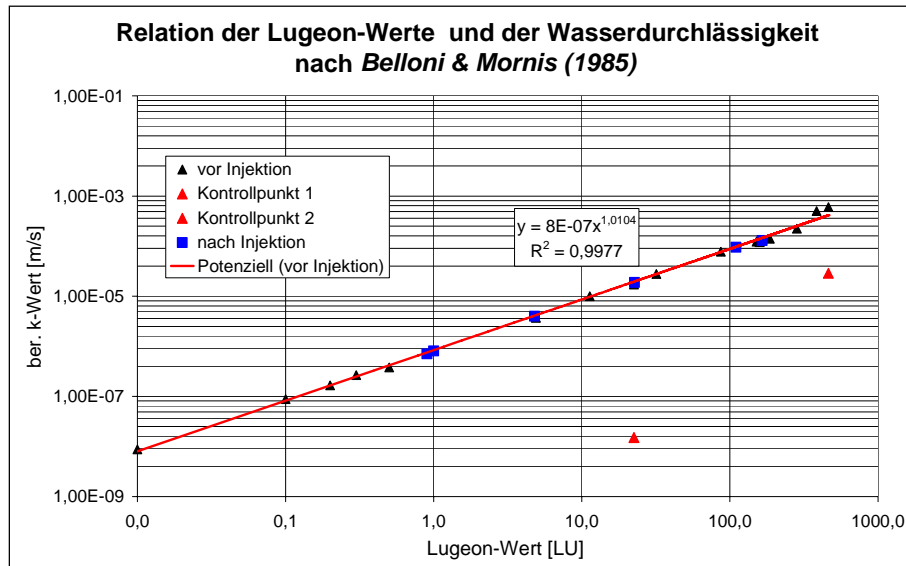


Abb. 6-22: Relation der Lugeon-Werte und der Wasserdurchlässigkeit nach *Belloni & Mornis (1985)*

Aufgrund derselben Berechnungsmethode gliedern sich die Wertepaare nach der Injektion exakt in die Trendlinie der Werte vor der Injektion ein. Eine Gegenüberstellung der Abnahme von Lugeon-Wert und dem berechneten k-Wert ist in Abb. 6-23 gegeben.

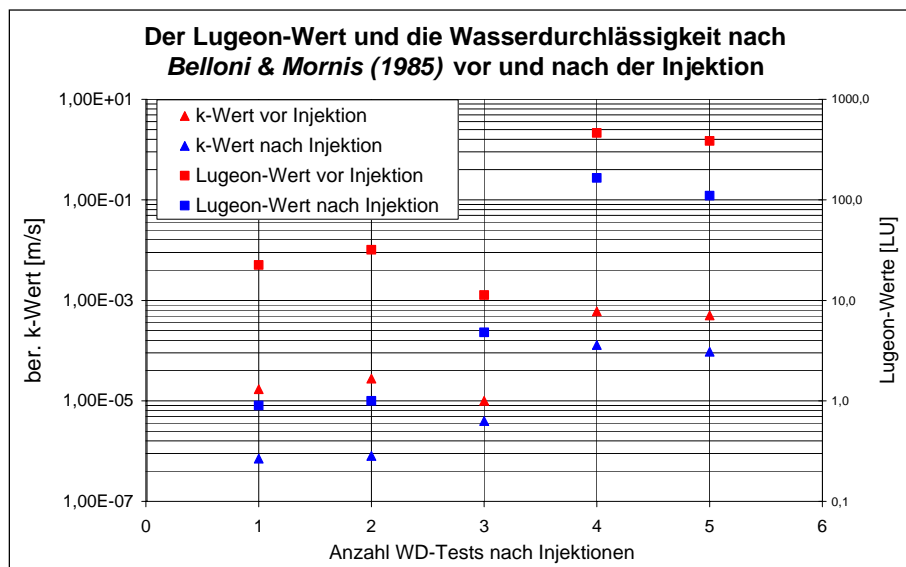


Abb. 6-23: Der Lugeon-Wert und die Wasserdurchlässigkeit nach *Belloni & Mornis (1985)* vor und nach der Injektion

Diese Gegenüberstellung der Werte vor und nach den Injektionen zeigt, dass sich die Durchlässigkeit und der Lugeon-Wert grundsätzlich verringern. In den oberen Bereichen wirkt sich die Injektion stärker aus, als bei Probekörpern, die bereits ein niedriges Niveau der Wasserdurchlässigkeit besitzen.

Der Erfolgsquotient E bezeichnet die Abdichtungswirkung der Injektionsmaßnahme. Ist der k-Wert 10^{-5} m/s und wird nach der Injektion ein k-Wert von 10^{-7} m/s erhalten, so würde sich E auf 100 belaufen. Dieser Wert sagt nur aus, dass die nach *Belloni & Mornis (1985)* berechneten finale Durchlässigkeit um 10^{-2} in den dichteren Bereich verlagert wurde. Die Betrachtung der prozentualen Abnahme des Lugeon-Wertes nach der Formel

$$\Delta LU = \frac{LU_V - LU_N}{LU_V} \cdot 100\% \quad (6-1)$$

mit ΔLU Änderung von LU_V [%]
 LU_V Lugeon-Wert vor der Injektion
 LU_N Lugeon-Wert nach der Injektion

erscheint zur Bewertung von Injektionsmaßnahme sinnvoll.

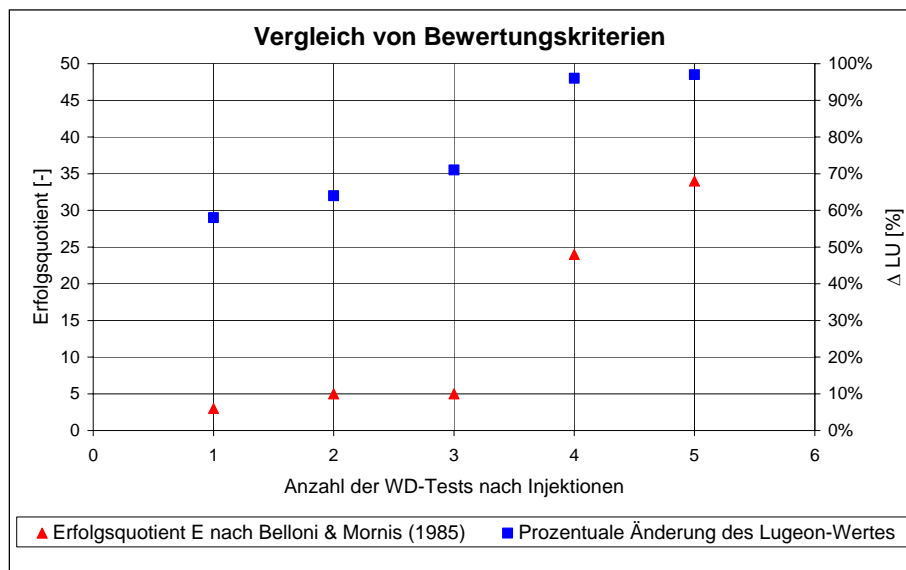


Abb. 6-24: Vergleich von Bewertungskriterien von Injektionsmaßnahmen

Der Vergleich von E und ΔLU in Abb. 6-24 zeigt den wesentlichen Unterschied. Der Erfolgsquotient E liefert bei prozentual hohen Änderungen des Lugeon-Wertes und gleichzeitig einer geringen Abdichtungswirkung der Injektion korrekterweise verhältnismäßig kleine Werte, während ΔLU bei einer Änderung eines niedrigen Lugeon-Wertes von 2 LU auf 1 LU immer noch einen Wert von 50 % ergeben würde. E erscheint bei der Verwendung von abgestuften Injektionsmaßnahmen mit verschiedenen Verpressgütern aussagekräftigere Werte zu liefern. Bei Erstinjektionen in Bereichen hoher Durchlässigkeit erhält man mit ΔLU ebenfalls einen vernünftigen Wert, der den Injektionserfolg beschreiben kann.

Bei der Bewertung sind stets alle Umstände zu erfassen. Neben der ständigen Kontrolle des Injektionserfolges durch WD-Tests und der Begutachtung von entnommenen Bohrkernen, muss die Auswertung und Bewertung der Daten schnell und korrekt erfolgen, um flexibel und kurzfristig auf etwaige Unstimmigkeiten bei der Verpressmaßnahme reagieren zu können.

6.4.5 Porendurchmesserverteilung anhand von Daten aus der Tomographie

Wie schon in Kapitel 4 erwähnt, wurde ein Probekörper einer Neutronen-Computer-Tomographie unterzogen. Bei Probe Nr. 15A wurden aus ca. 300 waagrechten Schnitten in regelmäßigem Abstand 62 ausgewählt und einer graphischen Auswertung unterzogen.

Das Vorgehen wurde gemäß Kapitel 5 durchgeführt:

$$1.) A_{QS} = 29,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Querschnittsfläche nach (5-24)}$$

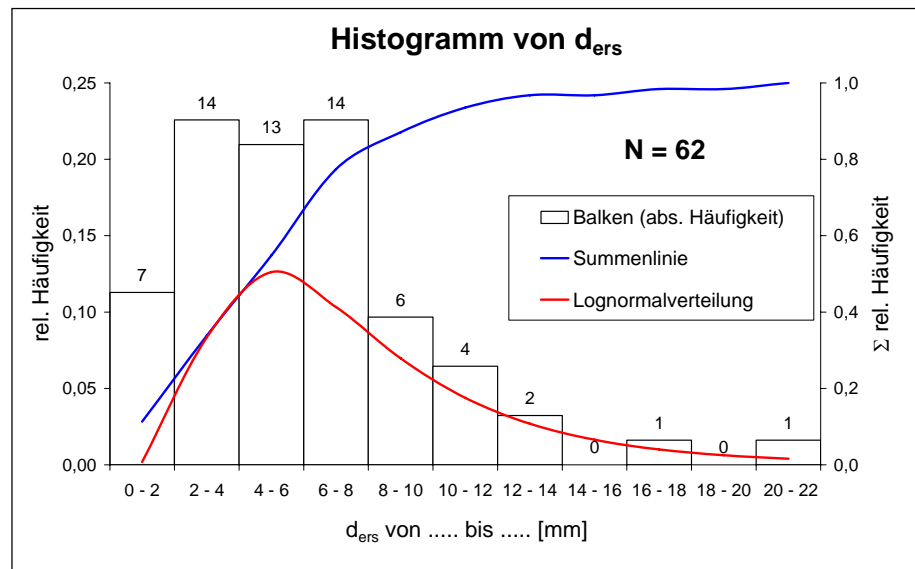
$$2.) N_{QS} = 23483 \quad \text{Pixelanzahl nach (5-23)}$$

Der Grunddatenermittlung in 1.) und 2.) folgte die Festlegung des Prozentsatzes, der vom Luftporen-Feststoffgemisch abgezogen werden sollte. Die in Kapitel 5 erwähnte differenzierte Behandlung von den Bereichen mit reinen Luftporen und dem Luftporen-Feststoffgemisch wird dadurch erfüllt, dass bei der Berechnung die Fläche der Poren pro Schnitt A_{Poren} in die jeweiligen Bereiche geteilt wurde und nur das Luftporen-Feststoffgemisch vermindert wurde. Die Fläche der reinen Luftporen wurde nach diesem Schritt wieder addiert. Formel (5-26) gilt deshalb sinngemäß nur für den Mischbereich der Porenfläche. Der gewählte Prozentsatz wurde nach Abb. 5-14 und der resultierenden Verteilung 40 % Masse, 15 % Gelporen und 45 % Kapillarporen ermittelt. Dabei beachtete man einen Grenzwert des Porendurchmesser von 100 μm , was zu einem Abzug von 80 % der Poren im Kapillarbereich führte.

$$3.) P = (100\% - 40\% - 15\% - 45\% \cdot 80\%) = 9\% \quad \text{Rest nach (5-26)}$$

Nur 9 % des Luftporen-Feststoffgemischen wurden als injizierfähig betrachtet.

Abb. 6-25 enthält die Information über die Verteilung vom ermittelten Porenersatzradius. Die Ergebnisse sind wegen der fehlenden Vergleichsmöglichkeiten mit Vorsicht zu genießen.

Abb. 6-25: Histogramm von d_{ers} der Probe 15 A

Das Diagramm zeigt übereinstimmende Merkmale mit der logarithmischen Funktion, die rein qualitativ in Abb. 6-25 beigefügt wurde. Die Verteilung neigt stark zu kleinen Ersatzporenbereichen. Dieses Phänomen lässt sich damit erklären, dass bei der Auswertung auch Schnitte vorhanden waren, die wegen ihres dichten Charakters fast keine Porenfläche enthielten. Bei einem Prüfzylinder mit durchgängigen Porenkanälen würde die Darstellung der Verteilung eher einer Gaußkurve entsprechen, da die Porenflächen um die Fläche des durchgängigen Kanals streuen würden. Die dichten Schichten in Probe 15 A verzerren die Verteilung. Schwerpunkt dieser Verteilung befindet sich bei Bereichen der Ersatzporenradien von 2 bis 8 mm. Das arithmetische Mittel der betrachteten Datenreihe liegt bei ca. 6,4 mm. Berücksichtigt man den Einfluss einer Lognormalverteilung läge der Erwartungswert sicher darunter.

Abschließend muss festgestellt werden, dass die Auswertung der tomographischen Schnitte der Probe Nr. 15A beim Versuch der Übertragung der Porenmodelle von *Muckenthaler (1989)* und *Wolfseher et al. (1976)* auf die Verhältnisse in Massenbeton nicht erfolgreich waren. Die Tatsache, dass sich kein durchgängiger Porenkanal im Körper befand, konnte aufgrund der Voruntersuchungen nicht erwartet werden.

6.5 Abschließende Überlegungen

6.5.1 Überlegungen zur generellen Aussagekraft von Bohrkernen aus Massenbeton

Wie schon erwähnt, sind Bohrkern zusammenhängende Gefüge, die gewissen Beanspruchungen standhalten. Besonders bei der Gewinnung der Bohrkern ist zu vermuten, dass Abschnitte schlechter Qualität und geringer Güte bei dem Bohrvorgang zerstört werden. Im Anbetracht der beabsichtigten Bewertung der Injizierfähigkeit sind dies exakt die Bereiche, die ein Eindringen eines Verpressgutes ermöglichen.

Betrachtet man die geförderten Bohrkernkisten anhand von Bohrkernkisten näher (Anhang Seite 12 und 13), so kann man feststellen, dass ein gewisser Prozentsatz Kies und gebrochener Beton herausgebohrt wurde. Anhand von 12 Bohrkernkisten wurde der Anteil der Bohrkernkisten ermittelt, die nicht zu einer genaueren Untersuchung zur Verfügung standen, weil sie keine massiven Körper besaßen.

Die Ermittlung erfolgte durch Vermessung der Länge der losen oder gebrochenen Abschnitte. Der Gesamtprozentsatz an der gesamten geförderten Bohrlochlänge aus den 12 Kisten ergibt sich folglich zu:

$$P = \frac{\sum L_{lose, gebrochen}}{\sum L_{ges}} \cdot 100\% \quad (6-2)$$

mit P Prozentsatz der Fehllänge [%]
 $L_{lose, gebrochen}$ Länge des losen oder gebrochenen Materials [m]
 L_{ges} Gesamtlänge der Bohrkernkisten [m]

Nach Vermessung der Bohrkernkisten 1 bis 12 erhielt man eine Länge unzusammenhängender Bestandteile von ca. 4,15 m. Das ergibt eine prozentuale Gesamtfehllänge von 34 %. D.h. die Auswahl der Bohrkernkisten zu weitergehenden Untersuchungen erfolgte erst dann, nachdem ca. ein Drittel der Bohrkernkisten schon zuvor ungewollt „aussortiert“ wurden. Die noch restlichen 66 % entsprechen also schon einem Anteil mit insgesamt besserer Qualität, wenn man davon ausgeht, dass durch das Bohren Kernabschnitte zerstört und teilweise Kieslagen gefördert wurden.

Dies ist auch ein Grund, warum die Vermutung, nach unten geringe Qualität und höhere Wasser- und Verpressgutaufnahmen verzeichnen zu können, bei vorhergehenden Betrachtungen nicht bekräftigt werden konnte (Anlage Seite 4). Die Ergebnisse wurden an Bohrkernen erstellt, die in den qualitativ höheren 66 % liegen. Zudem kommt hinzu, dass sich die Länge der unzusammenhängenden Bestandteile nach unten hin vergrößert (Abb. 6-26). Diese Tatsache verstärkt noch den Effekt, dass aus Kisten mit allgemein niedrigerer Qualität Bohrkernkisten entnommen werden, die nur einen zusammenhängenden Teil, der oft nicht mehr als 50 % ausmacht, repräsentieren.

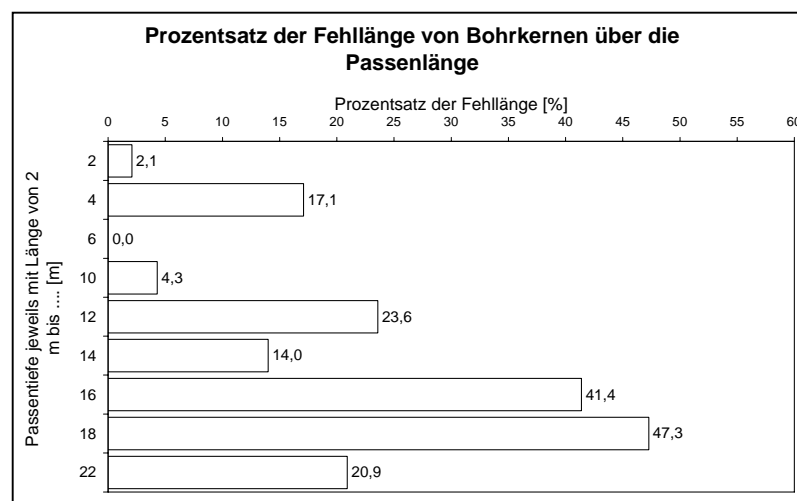


Abb. 6-26: Prozentsatz der Fehllänge von Bohrkernen über die Passenlänge

Abb. 6-26 zeigt einen deutlichen Anstieg der unzusammenhängenden Abschnitte mit der Passentiefe. In tieferen Lagen wird mehr Ausschuss produziert, als in oberen Lagen. Dies ist ein eindeutiges Indiz dafür, dass die Betonqualität nach unten abnimmt. Relativiert wird diese Aussage nur durch die erhöhten Schwierigkeiten bei dem Gewinnungsprozess in tieferen Regionen.

Bohrkerne geben generell die Gegebenheiten des Untergrundes wieder. Ungenauigkeiten und Fehler resultieren vor allem beim Gewinnungsprozess. Abgenutzte Bohrkronen und ungeschultes Personal, zu schnelles Bohren und ungenügende Wasserzufuhr beim Nassbohrverfahren sind Ursachen für die abschnittsweise Zerstörung des Bohrkerns. Dennoch können aus der visuellen Begutachtung von Bohrkernkisten wertvolle Informationen erhalten werden. Kieslagen und Bohrkernbereiche schlechter Qualität können mühelos lokalisiert werden. Das in der Praxis übliche Verfahren, die Wasserabpressversuche mit der Entnahme von Bohrkernen zu koppeln, ist sicherlich vernünftig und kann zu hinreichend genauen Ergebnissen führen. Die Bewertung von WD-Tests und von dem geförderten Bohrkerngut bedarf dagegen einiger Erfahrung.

6.5.2 Überlegungen zur Aussagekraft der durchgeführten Untersuchungen

Greift man die Tatsache auf, dass von allen untersuchten Bohrkerne nur ca. 25 % Prozent einem Injektionsversuch unterzogen wurden und dies nur an Proben mit gewissen Grundvoraussetzungen (z.B. hohe Wasseraufnahme) bewerkstelligt werden konnte, ist eine Gültigkeit für den praxisorientierten Einsatz nicht vorhanden. Von diesen 25 % konnten wiederum nur ca. 20 % zufriedenstellend injiziert werden. Unter diesen Betrachtungspunkten kann die Aussagekraft der durchgeführten Injektionen nur mit einem erweitertem Versuchsprogramm verbessert werden.

Insgesamt hat die Aussagekräftigkeit sehr unter der in Abschnitt 6.5.1 beschriebenen „Vorauswahl“ der Bohrkerne gelitten. Grundlegende Aussagen ,wie z.B. über die Trockenrohddichte von Beton und der damit verbundenen Injizierfähigkeit, sind im Labor gut durchführbar. Direktversuche am Bauwerk und weitergehende Untersuchungen sind dennoch von Nöten, um diese kleinmaßstäbliche Versuchsreihe mit Bohrkernen genauer in der Relation zu großmaßstäblichen Untersuchungen setzen zu können.

Die Technik des Versuchsstandes sind den Bedürfnissen der eindimensionalen Durchlässigkeitsversuchen angepasst worden. Die Druckregelung stellte sich besonders bei Injektionsversuchen an Proben mit geringer Durchlässigkeit als schwer regulierbar heraus. Zudem sind die Vorrichtungen zur Volumensteuerung nur in sehr groben Zügen vorhanden. Die computergestützte Datenerfassung erlaubte es hingegen, die Versuchswerte exakt und fehlerfrei zu sichern. Die Wasserdurchlässigkeitsuntersuchungen weisen eine höhere Aussagekraft auf, als die kleine Anzahl an Injektionsversuchen es vermag.

6.5.3 Injektionskriterien von Lockerböden und Fels im Vergleich mit Injektionen in Massenbeton

Kutzner (1991) führt einige Injektionskriterien an. Meist handelt es sich dabei um Grenzen der Lugeon-Werte. Die gängige Grenz, ab welcher ein Boden oder Fels als injizierbar eingestuft wird, liegt unter 10 LU. Die wenigen Ergebnisse eigener Untersuchungen enthielten jedoch auch Bohrkerne mit Werten weit über 10 LU, die trotz angestrebter Injektionsversuche keine Suspensionsaufnahme zeigten. Der Unterschied der Eigenschaften der Suspension zu Wasser ist ebenso für eine erfolgreiche Injektion verantwortlich wie das Vorhandensein einer günstigen Porengrößenverteilung.

Ungünstige Suspensionseigenschaften (z.B. hohe Viskosität und/oder grobes Bindemittel) und eine Porenengstellenverteilung mit starker Verlagerung in niedrige Bereiche können eine Injektionsmaßnahme negativ beeinflussen. Obwohl Wasser durch Poren kleiner 0,1 mm fließen kann, können Partikel der Suspension diese schnell verstopfen.

Injektionsmaßnahmen können eine Reduktion des Lugeon-Wertes auf 0 LU bewirken. An den Ergebnissen der eindimensionalen Injektionsversuche wurde ungefähr ein Durchlässigkeitsbeiwert von 10^{-8} m/s erzielt. Diese Thematik entpuppt sich wiederum als Optimierungsproblem, ob der Aufwand, der zur Senkung des Lugeon-Wertes von z.B. 5 auf 0 LU oder der Durchlässigkeit von 10^{-7} auf 10^{-8} m/s, gerechtfertigt ist.

In Massenbeton spielen die Injektionskriterien keine so große Rolle. Die Einteilung in unbedingt zu injizierendem Beton bei hohen LU-Werten und in nicht injizierfähigem Beton ist in der Hinsicht nicht möglich, da sich vertikal und horizontal die Durchlässigkeiten aufgrund der inhomogenen Verteilung der Hohlräume ständig ändern und normalerweise ein Injektionsprogramm für ein gesamtes Bauwerk erstellt werden muss. Eine Betrachtung des allgemeinen Mittelwertes von einzelnen Bauteilen und Passen ist sicherlich vernünftig und wird in der Praxis teilweise herangezogen. Die Injektion selbst wird durch sogenannte Abbruchkriterien (z.B. Verpressmenge oder Verpressdruck) feingesteuert, so dass man dichte und durchlässige Zonen zu einem gewissen Grad unterschiedlich behandeln kann.

7. Zusammenfassung

Diese Arbeit wurde innerhalb des Forschungsprojektes zur Untersuchung der Injizierfähigkeit von Massenbeton des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München durchgeführt.

Es wurde versucht trotz der Weitläufigkeit des Themas einen umfassenden Abriss der Grundlagen und eine vernünftige Darstellung der eigenen Untersuchungen und Ergebnisse zu erstellen.

In Kapitel 2 wurde auf die notwendigen Definitionen und auf einen kleinen Bereich der Rohrhydraulik und der mathematischen Statistik eingegangen. Daraufhin stand in Kapitel 3 die Entstehung und die Erscheinungsformen von Hohlräumen in Beton im Mittelpunkt. Um Hohlräume in Massenbeton in Zukunft besser erfassen zu können, wurden in Kapitel 4 einige weit verbreitete und innovative Verfahren, erwähnt sei vor allem die Neutronen-Computer-Tomographie, durchleuchtet. Der Beschreibung der eigenen Versuche und Untersuchungen in Kapitel 5 folgt deren Auswertung in Kapitel 6.

Die in *Conrad (1999)* entwickelte eindimensionale Durchströmungsapparatur wurde eine die Versuchsmethodik mittels „Mini“-Packer zur Seite gestellt.

Bei der Auswertung der Versuchsdaten wurde besonders eine variable Betrachtung der Ergebnisse angestrengt. Hydraulische, statistische und optische Eindrücke sollten eine Gesamtbewertung erleichtern.

Diese Bewertung lässt sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Es wurden praxisbezogene optische Gegebenheiten erfasst.
- Theoretisch begründete Hohlraumverteilungen wurden näher untersucht.
- Die Durchführung der Durchströmungsversuche, besonders der Injektionsversuche, stellten sich wegen inhomogenen Eigenschaften von Bauwerksbeton als schwierig dar.
- Die Gültigkeit der Ergebnisse von Laborversuchen konnten nicht für in-situ Verhältnisse verifiziert werden. Eine grundlegende Übereinstimmung wurde jedoch festgestellt.
- Es gelang, mittels der Neutronen-Computer-Tomographie die Porenverteilung des Prüflings Nr. 15A zu visualisieren. Eine aussagekräftige Auswertung einer Ersatzporendurchmesserverteilung konnte nicht erstellt werden.

Aufgrund der mangelhaften Ausbeute an Injektionsversuchen würde sich zukünftig anbieten, eine neue aus Bauwerksbeton bestehende Versuchsreihe zu untersuchen, um genauere Aufschlüsse über die Injizierfähigkeit von Bauwerksbeton zu erhalten.

Zudem würde eine komplette Untersuchung an vollständigen Bohrkernen (aufgeteilt in mehrere Prüfkörper) genauere Ergebnisse zur Analogie von Bauwerkseigenschaften und Laborergebnissen führen.

Eine zusätzliches Themengebiet öffnet sich bei der generellen Bewertung anhand der Untersuchungen durch die Entnahme von Bohrkernen. Wie in Kapitel 6 erwähnt, besteht beim Vergleich der Ergebnisse der Qualitätsuntersuchungen von Teilstücken der Bohrkern im Labor zur tatsächlich vorhandenen Qualität des Bauwerksbetons ein gravierender Unterschied, der aus der unvollständigen und unrepräsentativen Auswahl der Prüflinge aus dem gesamten Bohrkern resultiert. Zur Erweiterung der Kenntnisse von Bauwerksbeton und entnommenen Bohrkern wäre eine optische Untersuchung der Bohrlöcher mittels Endoskopen sicherlich aufschlussreich.

Auf Basis der theoretischen Grundlagen des Modells nach *Wittke (1984)* oder der Berechnungen nach *Belloni & Mornis (1985)* sind weitere Untersuchungen und eine spezielle Anpassung an Massenbeton vorstellbar.

Die relativ geringen Erfahrungswerte bei Sanierungsmaßnahmen mittels Injektionen in Bauwerksbeton verkomplizieren dieses Thema zusätzlich. Liegen bei Injektionen in Fels oder Lockergestein wenigstens gesammelte empirische Vergleichsfälle vor, hält sich diese Anzahl bei Injektionen in Massenbeton noch in Grenzen. Die Ausweitung von Erfahrungen in diesem Metier steht deshalb an primärer Stelle, um eine allgemein effizientere Injektionmethodik entwickeln zu können.

Wie bereits in Kapitel 5 und 6 angedeutet, sind Grunduntersuchungen (z.B. Wasserabpressversuche und Injektionsversuche) unbedingt notwendig und können wichtige Anhaltspunkte zur Erstellung eines Injektionskonzeptes erbringen. Zur Interpretation der Ergebnisse der Voruntersuchungen sind ein fundiertes Fachwissen und ausreichende Erfahrung unbedingte Voraussetzungen. Eine flexible Durchführung der Injektionsmaßnahmen zum Schutz vor dem Verfehlen der Injektionsziele, eine Abdichtung und eine Erhöhung der Festigkeit des porösen Betons zu erreichen, ist dabei ebenso wichtig, wie die Wahl des Injektionsverfahrens, des Verpressgutes und der Erkundung des Injektionsobjektes.

Literaturverzeichnis

Bayer, Edwin; Kampen, Rolf; Moritz, Helmut (1991):

Beton-Praxis – Ein Leitfaden für die Baustelle.

Bundesverband der deutschen Zementindustrie, Köln, Beton-Verlag GmbH, 4. überarbeitete Auflage, Düsseldorf, 1991

Belloni, L.; Mornis, D. (1985):

Grouting Efficiency in Soft Sementary Rocks.

15th ICOLD-Congress, VOL III, pp. 1267-1292, Lausanne, 1985

Bunke, Norbert (1991):

Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 422, Beuth Verlag, Berlin, 1991

Cambefort, Henri (1969):

Bodeninjektionstechnik. Einpressung in Untergrund und Bauwerke.

Dt. Übersetzung von Klaus Back (1969), Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1969

Conrad, Marco (1999):

Die Überprüfung der Injizierbarkeit von porösem Massenbeton anhand eindimensionaler Injektionsversuche an Bohrkernen.

Diplomarbeit, Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 1999

DAfStb (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton) (1990):

Richtlinie für Schutz- und Instandsetzung von Betonbauteilen.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, 1990

De Wiest, Roger J.M. (1968):

Flow through porous media.

Academic Press, Inc., 1968

Diamond, S. (1971):

A critical comparison of mercury porosimetry and capillary condensation pore size distributions of portland cement pastes.

Cem. Concr. Res. Soc., Number 1, Pages 445 – 531, 1971

Diamond, S. (1987):

Cement paste microstructure in concrete.

Microstructural development during hydration of cement.

Mat. Res. Soc., Number 85, Pages 21 – 31, Struble & Brown, 1987

Dietrich, Basil (1999):

Einflüsse chemischer Zusatzmittel auf die rheologischen Eigenschaften von hydraulischen Bindemittelsuspensionen.

Diplomarbeit, Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 1999

DIN 1048-2 (1991):

Prüfverfahren für Beton – Festbeton in Bauwerken und Bauteilen.

Juni 1991

DIN 1048-5 (1991):

Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.

Juni 1991

DIN 1342-1 (1986):

Viskosität – Newtonsche Flüssigkeiten.

Februar 1986

DIN 1342-2 (1986):

Viskosität – Newtonsche Flüssigkeiten.

Februar 1986

DIN 4093 (1987):

Baugrund – Einpressen in den Untergrund – Planung, Ausführung, Prüfung

September 1987

DIN 18130-1 (1996):

Baugrund, Untersuchungen von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Laborversuche.

August 1996

DIN 18137-2 (1990):

Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung der Scherfestigkeit, Teil 2 – Triaxialversuch.

Dezember 1990

DIN 52102 (1988):

Bestimmung von Dichte, Trockenrohddichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität.

August 1988

DIN 52103 (1988):

Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen – Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert.

Oktober 1988

DIN EN 12715 (1997):

Injektionen – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau).

April 1997

Dressler, J.; Häusler, E. (1993):

Wehr Jettenbach – Sicherheitsanalyse – Teil I – Wehranlage.

Ingenieurbüro DER GmbH & Technische Universität München, Institut für Wasserwesen, Fachgebiet Konstruktiver Wasserbau, 1993

E DIN ISO 8047 (1989):

Festbeton – Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit.

April 1989

Eberhardt, W. (1995):

Zusammenhänge zwischen Struktur und Dichte von Beton.
Dissertation, Cottbus, 1995

Edvardsen, C. (1996):

Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton.
Dissertation, Aachen, 1994; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 455, Beuth Verlag, Berlin, 1996

Ewert, F.-K. (1997):

Der Injektionsraum im Fels, seine Erkundung und Bewertung.
Schulungszentrum TFB, 5103 Wildegg, 1997

Fehlhaber, Th. (1994):

Zum Eindringverhalten von Flüssigkeiten und Gasen in ungerissenen Beton.
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 445, Beuth Verlag, Berlin, 1994

Gertis, K.; Werner, H. (1976):

Die Problematik der Porenanalyse von Baustoffen – Hygrische Transportphänomene in Baustoffen.
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 258, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn KG, Berlin, 1976

GGU (1995):

GGU – Informationsmappe mit Dienstleistungsübersicht, Verfahrensbeschreibung, Fallbeispielen u.a. .
Gesellschaft für geophysikalische Untersuchungen mbH, Karlsruhe, 1995

Heinemann, Ekkehard (1998):

Hydraulik für Bauingenieure.
B.G. Teubner, Stuttgart, 1998

Heitfeld, K.-H. (1965):

Hydro- und baugelogische Untersuchungen über die Durchlässigkeit des Baugrundes an Talsperren des Sauerlandes.
Geologische Mitteilungen, Aachen 5, Heft 1-2, Aachen, 1965

Höltling, B. (1992):

Hydrogeologie.
Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1992

Houlsby (1976):

Routine Interpretation of Lugeon Water Test.
The Quarterly Journal of Engineering Geology 9, pp. 953-970, 1976

Hugenschmidt, J.; Partl, M. N. (1999):

Die zerstörungsfreie Untersuchung von Asphaltbelägen mit dem Georadarverfahren.
Fachzeitschrift Bitumen, Ausgabe 4, Seite 125 - 130, 1999

Jacobs, Frank Philipp (1994):

Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe.
Dissertation, ETH Zürich, 1994

Ivanyi, G.; Rosa, W. (1992):

Füllen von Rissen und Hohlräumen im Konstruktionsbeton mit Zementsuspension.
Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), , S. 224-229, Ernst & Sohn Verlag für
Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1992

Kröhn, K.-P. (1991):

*Simulation von Transportvorgängen in klüftigen Gestein mit der Methode der Finiten
Elemente.*

Dissertation des Instituts für Strömungsmechanik und Elektron. Rechnen im
Bauwesen der Universität Hannover, 1991

Kunzmann, Peter; Burkard, Franz-Peter; Wiedmann, Franz (1998):

dtv-Atlas – Philosophie.

8. Auflage, Deutscher Taschenbuchverlag GmbH & Co. KG, München, 1998

Kutzner, Christian (1991):

Injektionen in den Baugrund.

Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1991

Leitfeld, G. (1985):

Wenn der Putz halten soll.

Baugewerbe 65, Heft 22, 1985

Lombardi, G. (1987):

Injection des Massifs rocheux.

Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Nr.
115, Frühjahrstagung, Biel, 1987

Lombardi, G.; Deere, D. (1993):

Grouting Design and Control using the GIN Principle.

Water Power & Dam Construction, June 1993, Wilmington Business Publishing,
Dartford, 1993

ÖNORM B 4454 (1986):

Erd- und Grundbau – Injektionsarbeiten in Fest- und Lockergestein.

Vorschlag, Juni 1986

Otto, Bastian (1999):

Die Sanierung des Wehres Eglisau.

Schweizer Wasserwirtschaftsverband, Fachzeitschrift „wasser, energie, luft- eau,
énergie, air“, Dezember 1999

Rißler, P. (1984):

Wasserdruckversuch in Fels.

Empfehlung Nr. 9 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels der Deutschen
Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (DGEG). Bautechnik 4/1984, S.112-117,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1984

Ritscher, F. (1997):

Literaturstudie zur strömungstechnischen Beschreibung der Wasserdurchlässigkeit von Beton.

Diplomarbeit, Technische Universität München, Lehrstuhl für Hydraulik und Gewässerkunde, 1997

Rodatz, Walter (1995):

Grundbau – Bodenmechanik – Unterirdisches Bauen.

Vorlesungsumdruck,, Technische Universität Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, 9. Auflage, Braunschweig, 1995

Romberg, H. (1971):

Einfluss der Zementart auf die Porengrößenverteilung von Zementstein.

Tonind. Zeitung, Ausgabe 96, Seite 105 – 115, 1971

Saleh, K.; Mirza, J.; Ballivy, G.; Mnif, T. (1993):

Selection criteria for Portland and microfine cement-based injection grouts.

In Widmann, R. (Hrsg.), Grouting in Rock and Concrete – Injizieren in Fels und Beton, S. 97-105, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1993

Schäfer, Dieter (1999):

Injektionsversuche im Stampfbeton an der Wehranlage Jettenbach.

Diplomarbeit, Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 1999

Schiessl, P; Reuter, C. (1991):

Durchlässigkeit von gerissenen Beton gegenüber Flüssigkeiten und Gasen – Betonbau beim Umgang mit wassergefährdeten Stoffen.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 416, Beuth Verlag, Berlin, 1991

Schillinger, Burkhard; Pfister, Gerhard (1998):

Radiographie und Tomographie an technischen Objekten.

Neue Forschung-Neutronenquelle Garching, Technische Universität München, Projektgruppe FRM-II, Öffentlichkeitsarbeit, Fränkischer Tag, Bamberg, 1998

Schneider, Klaus-Jürgen (1996):

Bautabellen für Ingenieure.

12. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1996

Schulze, B. (1992):

Injektionssohlen – Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit.

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 126, 1992

Schulze, B. (1993):

Neuere Untersuchungen über die Injizierbarkeit von Feinstbindemittel-Suspensionen.

In Widmann, R. (Hrsg.), Grouting in Rock and Concrete – Injizieren in Fels und Beton, S. 107-116, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1993

Setzer, M. J. (1975):

Mikrogefüge des Zementsteins und dessen Einfluss auf das mechanische Verhalten des Betons.

Zement und Beton, Fachzeitschrift, S. 29 – 33, 1975

Setzer, M. J. (1977):

Einfluss des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 280, Seite 43 – 117, 1977

Silveira, A. (1965):

An Analysis of the Problem of Washing Through in Protective Filters.

Proc. Of the 6th Int. Conf. On SMFE, Montreal, 1965

Springenschmid, R. (1996):

Beton.

Skriptum zur Grundvorlesung, Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, München, Januar 1996

Stöcker, Horst (1995):

Taschenbuch mathematischer Formeln und moderner Verfahren.

Verlag Harri Deutsch, Thun und Frankfurt am Main, 1995

Taylor, H. F. W. (1990):

Cement chemistry.

Academic Press, 1990

Valentin, F. (1997):

Hydraulik II – Rohr- und Gerinnehydraulik.

Skriptum zur Grundvorlesung, Technische Universität München, Lehrstuhl für Hydraulik und Gewässerkunde, München, 1997

Wegner, Marcus (1998):

Spezielle Anwendungen der Radiographie und der Computer-Tomographie mit Neutronen.

Diplomarbeit, Technische Universität München, Institut für Experimentalphysik E21, 1998

Weigler, H.; Karl, S. (1989):

Beton: Arten, Herstellung, Eigenschaften.

Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau;

Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1989

Wildner, Harald; Strobl, Theodor (1998):

Instandsetzung Kraftwerk Finsing – Bohr- und Injektionsarbeiten im oberwasserseitigen Bereich – Abschlussbericht.

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, 1998

Wildner, Harald; Strobl, Theodor (2000):

Injektionsarbeiten am Wehr Jettenbach – Schlussbericht.

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, 2000

Wittke, W. (1984):

Felsmechanik.

Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels, Suppl. IV, Springer Verlag Berlin – Heidelberg – New York – Tokyo, 1984

Wöhrmann, Michael (1999):

Vergleich verschiedener Rechenmodelle zur Beschreibung des Eindringverhaltens von hydraulischen Bindemittelsuspensionen in porösen Massenbeton.

Diplomarbeit, Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 1999

Wolfseher, U.; Gertis, K. (1976):

Isothermer Gastransport in porösen Stoffen aus gaskinetischer Sicht – Hygrische Transportphänomene in Baustoffen.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 258, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn KG, Berlin, 1976

Ziems, J. (1968):

Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe.

Dissertation an der Technischen Universität Dresden, 1968

ZTV-RISS 93 (1993):

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonbauteilen (ZTV-RISS 93).

Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Abteilung Binnenschifffahrt und Wasserstraßen, Deutsche Bundesbahn, Ausgabe 06, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, Dortmund, 1993

Abbildungsverzeichnis

- Abb. 2-1 Querschnittsänderung einer Röhre nach *Heinemann (1998)*
- Abb. 2-2 Plötzliche Verengung eines Rohrabschnitts aus *Valentin (1997)*
- Abb. 2-3 Beispiel eines Histogramms
- Abb. 2-4 Die Gaußsche-Glockenkurve aus *Stöcker (1995)*
- Abb. 2-5 Lognormalverteilung aus *Stöcker (1995)*
- Abb. 2-6 Exponentialverteilung aus *Stöcker (1995)*
- Abb. 3-1 Mikroskopische Aufnahme des Zementsteins aus *Rudert (2000)*
- Abb. 3-2 Rissarten aus *Leitfeld (1985)*
- Abb. 3-3 Haufwerksporen in Beton
- Abb. 3.4 Klassifizierung nach Erscheinungsform der Poren nach *Gertis et al. (1976)*
- Abb. 3-5 Poreneinteilung aus *Fehlhaber (1994)*
- Abb. 3-6 Kugelmodell und Porenengstellendurchmesser nach *Muckenthaler (1989)*
- Abb. 3-7 Differenziertes Kapillarmodell mit zylindrischen Röhren (*Wolfseher et al. (1976)*)
- Abb. 3-8 Struktureller Aufbau eines klüftigen Felsen aus *Kröhn (1991)*
- Abb. 3-9 Modell der Trennflächenscharen zur Bestimmung der Durchlässigkeit aus *Wittke (1984)*
- Abb. 3-10 Stecknadel als Vergleichsobjekt
- Abb. 4-1 Das Prinzip der Radarortung (nach *Bunke (1991)*)
- Abb. 4-2 Endoskop (starr) (frei nach *Bunke (1991)*)
- Abb. 4-3 Messaufbau der Neutronen-Computer-Tomographie des Physik Departments E21 der Technischen Universität München (nach *Wegner (1998)*)
- Abb. 4-4 Photographie einer Turbinenschaufel aus (*Schillinger et al. (1998)*)
- Abb. 4-5 Tomographische Auswertung einer Turbinenschaufel aus (*Schillinger et al. (1998)*)
- Abb. 4-6: 3D-Darstellung von Probe 15A mittels Neutronen-Computer-Tomographie
- Abb. 4-7 Ansicht einer Neutronen-Computer-Tomographie des Prüflings 15A mit Erläuterungen.
- Abb. 4-8 Größenbereich der Betonbestandteile und Porenarten sowie zugehörige Untersuchungsmethoden aus *Setzer (1975)*

- Abb. 5-1 Ansichtsskizze vom Wehr Jettenbach
- Abb. 5-2 Unverhältnismäßig grobes Zuschlagskorn aus Jettenbach
- Abb. 5-3 Holzpartikel im Betongefüge in Bohrkern aus Finsing
- Abb. 5-4 Einteilung der Bodenarten (nach *Rodatz (1995)*)
- Abb. 5-5 Typisches Druck-Mengen-Diagramm eines Versuches zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit
- Abb. 5-6 Packer und ihre Verwendung beim WD-Test nach *Rißler (1984)*
- Abb. 5-7 P/Q-Diagramm „Turbulentes Fließen“ nach *Rißler (1984)* (Form b)
- Abb. 5-8 Bohrgerät DD-160 E (links) mit zugehöriger Bohrkronen (rechts)
- Abb. 5-9 Skizze des Versuchsaufbaus bei „Mini“-Packerversuchen
- Abb. 5-10 Verstopfen der Porenengstelle über Bogentragwirkung an Unebenheit des Porenkanals
- Abb. 5-11 Ausbreitung der Suspension bei Injektion in Massenbeton
- Abb. 5-12 Grundfaktoren für den Injektionserfolg
- Abb. 5-13 Darstellungsarten von Porengrößenverteilungen (*Gertis et al. (1976)*)
- Abb. 5-14 Volumenanteile der einzelnen Komponenten des hydratisierten Zementsteins in Abhängigkeit vom Wasserzementwert aus *Springenschmidt (1996)*
- Abb. 5-15 Parallele Strömung aus *Wittke (1984)*
- Abb. 5-16 Nichtparallele Strömung aus *Wittke (1984)*
- Abb. 6-1 Diagramm mit Trockenrohddichte und effektiver Porosität
- Abb. 6-2 Histogramm der Trockenrohddichte (Jettenbach und Finsing)
- Abb. 6-3 Histogramm der effektiven Porosität (Jettenbach und Finsing)
- Abb. 6-4 Zusammenhang zwischen Trockenrohddichte und Wasserdurchlässigkeit
- Abb. 6-5 Relation zwischen effektiver Porosität und Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
- Abb. 6-6 Vergleich von Lugeon-Werten
- Abb. 6-7 Verteilung der Bewertungskriterien
- Abb. 6-8 Zusammenhang zwischen effektiver Porosität und Lugeon-Wert
- Abb. 6-9 Zusammenhang zwischen Trockenrohddichte und Lugeon-Wert
- Abb. 6-10 Vergleich der in-situ LU-Werte mit den LU-Werten aus Bohrkernen (Wehr Jettenbach)
- Abb. 6-11 Relation zwischen Lugeon-Wert und Durchlässigkeit
- Abb. 6-12 Verlauf der Einpressrate und des Druckes bei der Injektion der Probe Nr. 26

- Abb. 6-13 Verlauf der spezifischen Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 26
- Abb. 6-14 Skizze zum zeitlichen Verlauf der Ablagerung an Porenwänden
- Abb. 6-15 Relation von Druck und Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 26
- Abb. 6-16 Schwemmpartikel innerhalb von erhärtetem Suspensionsgut
- Abb. 6-17 Verlauf der spezifischen Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 22
- Abb. 6-18 Relation von Druck und Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 22
- Abb. 6-19 Relation von Druck und Einpressrate bei der Injektion der Probe Nr. 22
- Abb. 6-20 k_T -Werte nach *Wittke (1984)* im laminaren Bereich
- Abb. 6-21 k_T -Werte nach *Wittke (1984)* im turbulenten Bereich
- Abb. 6-22 Vergleich der k_T -Werte nach *Wittke (1984)* im turbulenten und laminaren Bereich
- Abb. 6-23 Relation der Lugeon-Werte und der Wasserdurchlässigkeit nach *Belloni & Mornis (1985)*
- Abb. 6-24 Der Lugeon-Wert und die Wasserdurchlässigkeit nach *Belloni & Mornis (1985)* vor und nach der Injektion
- Abb. 6-25 Vergleich von Bewertungskriterien von Injektionsmaßnahmen
- Abb. 6-26 Histogramm von d_{ers} der Probe 15 A
- Abb. 6-27 Prozentsatz der Fehllänge von Bohrkernen über die Passenlänge

Tabellenverzeichnis

- Tab. 2-1 Werte für den durchflusswirksamen Hohlraumanteil n_f nach *Hölting (1992)*
- Tab. 3-1 Klassifizierung der Poren nach Erscheinungsform in *Gertis et al. (1976)*
- Tab. 3-2 Einteilung der Poren nach Größe und Entstehungsursache (*Fehlhaber (1994) & Eberhardt (1995)*)
- Tab. 3-3 Zusammenfassende Einteilung der Poren in *Jacobs (1994)*
- Tab. 3-4 Einteilung von Hohlräumen in Beton mit Berücksichtigung der Injizierbarkeit
- Tab. 3-5 Tabellarische Bilddokumentation von Hohlräumen in Stampfbeton
- Tab. 4-1 Anhaltswerte für die relative Dielektrizitätskonstanten unterschiedlicher Stoffe bei Pulsfrequenzen von etwa 1 GHz (aus *Bunke (1991)*)
- Tab 4-2 Zusammenfassung von Prüfverfahren in Bezug auf Hohlraumerfassung
- Tab. 5-1 Auswertungsschema nach *Houlsby (1976)* mit den typischen Druckmengendiagrammen nach *Kutzner (1991)*
- Tab. 5-2 Zusammenfassung von Injektionskriterien für Stauanlagen nach *Kutzner (1991)*
- Tab. 5-3 Eigenschaften der verwendeten Bindemittel
- Tab. 5-4 Absolute Rauheit k für Rohre und Gerinne aus *Schneider (1996)*
- Tab. 6-1 Klassifizierbare Grundformen des P/Q-Diagramms der WD-Testreihe

Firmenverzeichnis

Corel Corporation

1600 Carling Avenue
Ottawa – Ontario
Canada
K1Z 8R7
Fax: (613) 728-9790
Homepage: <http://www.corel.com>.

Dyckerhoff Baustoffsysteme GmbH

Tiefbau / Umwelttechnologie
Biebricher Str. 74
D – 65 203 Wiesbaden
Tel.: 0 611 – 676 12 80
Fax: 0 611 – 676 12 85
e-mail: baustoffsysteme@dybs.dyckerhoff.de

IBECO Bentonit-Technologie GmbH

Ruhrorter Str. 72
D – 68 219 Mannheim
Tel.: 0 621 – 80 42 70
Fax: 0 621 – 80 42 750

KISTLER Instrumente GmbH

Piezo-Meßtechnik
Niederlassung Bundesrepublik Deutschland
Friedrich – List – Str. 29
D – 73 760 Ostfildern
Tel.: 0 711 – 34 07 0
Fax: 0 711 – 34 07 159

F. Leutert GmbH & Co.

Schillerstraße 14
D – 21 366 Adendorf
Tel.: 0 41 31 – 959 0
Fax: 0 41 31 – 959 111
e-mail: leutert@t-online.de

MAPA GmbH

Industriestraße 21 – 25
D – 27 404 Zeven

MC- Bauchemie Müller GmbH&Co.

Verkaufsbüro München
Allacher Str. 228 c
D – 80 999 München
Tel.: 089 – 8 12 98 43
Fax: 089 8 12 98 85

National Instruments

Corporate Headquarters
504 Bridge Point Parkway
Austin, Texas
78 730 – 50 39 USA
Tel.: 512 – 794 – 0 100
Homepage: <http://www.natinst.com>

PPW-Polyplan Werkzeuge GmbH

Postfach 61 13 52
D – 22 439 Hamburg
Tel.: 040 – 5 50 20 92
Fax: 040 – 5 50 51 22
Homepage: <http://www.polyplan.com>

Rohrbach Zement GmbH & Co KG

D – 72359 Dotternhausen
Tel.: 0 74 27 – 79 364
Fax: 0 74 27 – 79 248

Tricosal GmbH

Postfach 30 52
D – 39 253 Illertissen
Tel.: 0 73 03 – 180 0
Fax: 0 73 03 – 180 280

Volume Graphics GmbH

Krämerstraße 14/1
D – 69 117 Heidelberg
Tel.: 0 621 – 18 12 630
Fax: 0 621 – 18 12 634
e-mail: info@volumegraphics.com
Homepage: www.volumegraphics.com

Erklärung

Hiermit erkläre ich,
dass ich diese Diplomarbeit
selbständig verfasst und
keine anderen als die angegebenen
Quellen und Hilfsmittel verwendet habe.

München, den 25. August 2000

Erklärung

Hiermit erkläre ich,
dass ich diese Diplomarbeit
selbständig verfasst und
keine anderen als die angegebenen
Quellen und Hilfsmittel verwendet habe.

München, den 25. August 2000

Danksagung

Am Ende meiner Diplomarbeit gedenke ich den Anfängen und derer die mich seitdem begleitet haben. Am Ende dieser Arbeit angekommen, erinnere ich mich an die Nobelpreisrede des amerikanischen Literaten und Nobelpreisträgers *John Steinbeck*, der die Worte des *Johannesevangeliums* 1962 in seiner Nobelpreisrede folgendermaßen „aktualisierte“:

„Having taken God-like power, we must seek in ourselves for the responsibility and the wisdom we once prayed some deity might have. Man himself has become our greatest hazard and our only hope. So that today, saint John the Apostle may well be paraphrased: In the end is the word, and the word is man, and the word is with man.”

Den beteiligten Firmen möchte ich für die großzügige Unterstützung, sei es an Material oder technischen Ratschlägen, danken.

Den Herren Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl und Prof. Dr. Jost Knauss danke ich für die freundliche Aufnahme am Lehrstuhl und an der Versuchsanstalt in Obernach und die Unterstützung meiner Arbeit.

Herrn Dr. Burkhard Schillinger möchte ich für die spontane und kollegiale Zusammenarbeit danken.

Ferner gebührt mein Dank den Handwerkern von Obernach, die mir zu jeder Zeit mit Rat und Tat zur Seite standen.

Darüber hinaus möchte ich Herrn Christian Göhl, Herrn Hans Neuner, Herrn Manfred Schmierl, Herrn Richard Huber und Frau Sabine Nothhaft für ihre stets präsente Kompetenz danken.

Herrn Dr. Arndt Hartlieb und Dr. habil. Markus Aufleger gebührt mein Dank für die „stillschweigende“ Duldung in Hof und Haus.

Es freut mich Mister Tom Scott und Herrn Georg Reindl kennengelernt zu haben, da sie mir immer zeigten, dass es auch anderes gibt.

Meinem Mitstreiter und Genossen Stefan Pangerl möchte ich für den Beistand in den Stunden der Verzweiflung danken.

Besonders möchte ich meinem Betreuer Harald Wildner, dessen unermüdlicher Tatendrang und gesellschaftlicher Charakter für Abwechslung und Motivation zugleich sorgten, für das unvergessliche Arbeitsklima und die uneingeschränkte Unterstützung herzlichen Dank aussprechen.

Doch ohne meine Eltern wäre ich nie soweit gekommen. Ich hoffe, sie wissen, was sie mir bedeuten.

Zuletzt möchte ich mich noch bei meiner verständnisvollen Freundin Maxie dafür bedanken, dass es sie gibt und dass sie nicht da war.

Anhang

Skizze vom Grundriss: Wehr Jettenbach	Seite 1
Skizze vom Grundriss: Kraftwerksanlage Finsing	Seite 2
Liste der untersuchten Bohrkerne	Seite 3
Geometrische Lage der untersuchten Bohrkernproben	Seite 4
Variierende Betondickenschichthöhe an der Kraftwerksanlage Finsing	Seite 5
Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach Kutzner (1991)	Seite 6
Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach Ewert (1997)	Seite 7
Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach Cambefort (1969)	Seite 8
Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach Reißler (1984)	Seite 9
Ergebnisse der Voruntersuchungen an 11 verschiedenen Suspensionsmischungen	Seite 10
Ermittlung der Porenengstellendurchmesser	Seite 11
Bohrkernkisten 1 bis 6 (Jettenbach)	Seite 12
Bohrkernkisten 7 bis 12 (Jettenbach)	Seite 13

Liste der untersuchten Bohrkerne

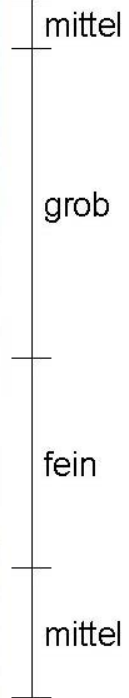
Nr.	Herkunftsort		Bohrloch						
	Bauwerk	Probenreihe	Bohrloch- kennung	Kiste - Stück		Bohrkernhöhe		Entnahmehöhe	
				Nr.	Nr.	von	bis	von	bis
						[m]	[m]	[m]	[m]
1	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	1	- 1	0,0	- 1,0	0,00	- 0,25
2	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	1	- 1	0,0	- 1,0	0,25	- 0,50
2*	Jettenbach / Reihe 1 mod		V_P3_A1	1	- 1	0,0	- 1,0	0,00	- 0,50
3	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	1	- 2	0,0	- 1,0	0,75	- 1,00
4	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	1	- 3	1,0	- 2,0	1,00	- 1,25
5	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	2	- 1	3,0	- 4,0	3,25	- 3,50
5*	Jettenbach / Reihe 1 mod		V_P3_A1	2	- 1	3,0	- 4,0	3,25	- 3,50
6	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	2	- 2	3,0	- 4,0	3,50	- 3,75
7	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	3	- 1	9,0	- 10,0	9,40	- 9,60
8	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	3	- 2	8,0	- 9,0	8,75	- 9,00
9	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	4	- 1	10,0	- 11,0	10,75	- 11,00
9*	Jettenbach / Reihe 1 mod		V_P3_A1	4	- 1	10,0	- 11,0	10,75	- 11,00
10	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	5	- 1	13,0	- 14,0	13,50	- 13,75
11	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A1	7	- 1	17,0	- 18,0	17,50	- 17,75
12	Jettenbach / Reihe 1		V_W4d_A1	8	- 1	1,0	- 2,0	1,30	- 1,55
13	Jettenbach / Reihe 1		V_W4d_A1	8	- 1	1,0	- 2,0	1,55	- 1,80
14	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A2v	9	- 1	12,0	- 13,0	12,40	- 12,60
15	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	10	- 1	3,0	- 4,0	3,30	- 3,55
15A*	Jettenbach / Reihe 1 mod		V_P3_A3	10	- 1	3,0	- 4,0	3,30	- 3,55
17	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	10	- 2	2,0	- 3,0	2,75	- 3,00
18	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	11	- 1	4,0	- 5,0	4,25	- 4,50
19	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	11	- 1	4,0	- 5,0	4,50	- 4,75
20	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	11	- 2	4,0	- 5,0	4,75	- 5,00
21	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	11	- 3	5,0	- 6,0	5,25	- 5,50
22	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	12	- 1	20,0	- 21,0	20,40	- 20,65
22*	Jettenbach / Reihe 1 mod		V_P3_A3	12	- 1	20,0	- 21,0	20,40	- 20,65
23	Jettenbach / Reihe 1		V_P3_A3	12	- 2	20,0	- 21,0	20,75	- 21,00
24	Finsing / Reihe 1		WV 29	13	- 1	6,0	- 7,0	6,20	- 6,40
25	Finsing / Reihe 1		WV 2700	14	- 1	1,0	- 2,0	1,80	- 2,00
26	Finsing / Reihe 1		WV 2700	14	- 2	1,0	- 2,0	1,10	- 1,20
27	Finsing / Reihe 1		WV 2700	14	- 3	2,0	- 3,0	2,30	- 2,50
28	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	15	- 1	5,0	- 6,0	5,60	- 5,75
29	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	15	- 2	7,0	- 8,0	7,00	- 7,20
30	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	15	- 3	6,0	- 7,0	6,20	- 6,40
31	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	15	- 4	6,0	- 7,0	6,60	- 6,80
32	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	16	- 1	4,0	- 5,0	4,60	- 4,75
33	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	16	- 2	3,0	- 4,0	4,30	- 4,40
34	Finsing / Reihe 1		15 (PV)	15	- 5	8,0	- 9,0	8,20	- 8,45
35	Jettenbach / Reihe 2		V_W4_A2	17	- 1	1,0	- 2,0	1,20	- 1,50
36	Jettenbach / Reihe 2		V_W4_A3	18	- 1	1,0	- 2,0	1,75	- 2,00
37	Jettenbach / Reihe 2		V_W4_A1	19	- 1	1,0	- 2,0	1,30	- 1,50
38	Jettenbach / Reihe 2		V_W4_A1	19	- 2	0,0	- 1,0	0,60	- 0,85
39	Jettenbach / Reihe 2		V_W4_K11	20	- 1	1,0	- 2,0	1,25	- 1,50
40	Jettenbach / Reihe 2		I_W1_K12	21	- 1	1,0	- 2,0	1,10	- 1,20

Variierende Betondickenschichthöhe an der Kraftwerksanlage Finsing

Photo



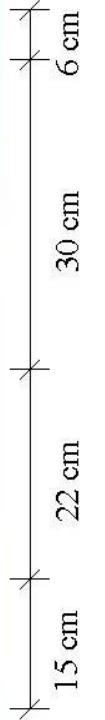
Zuschlag



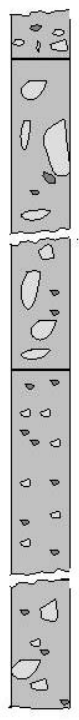
Invertierte Farben



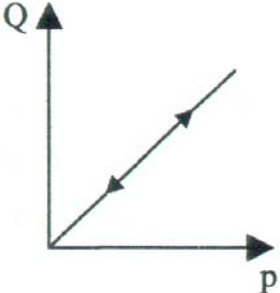
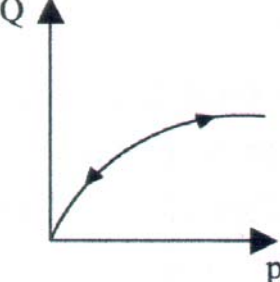
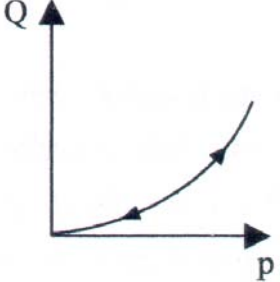
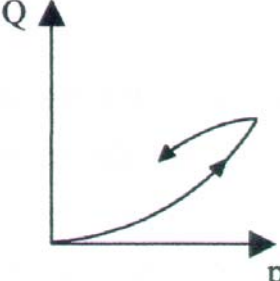
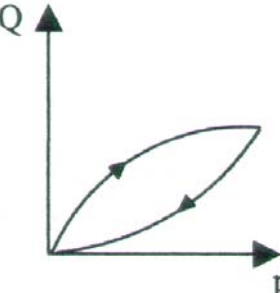
Höhe



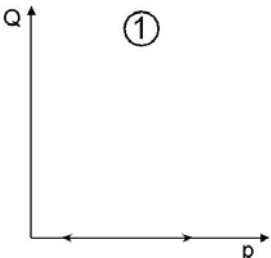
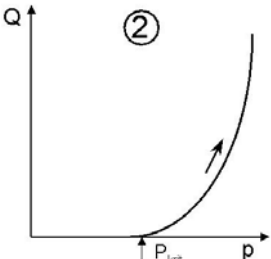
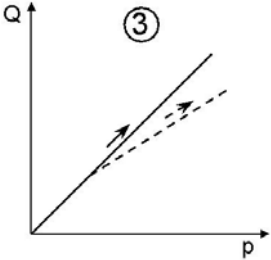
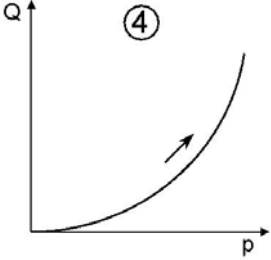
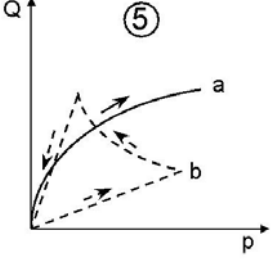
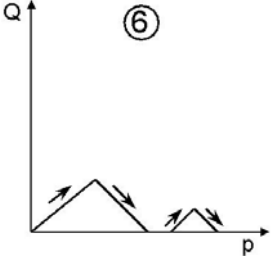
Skizze



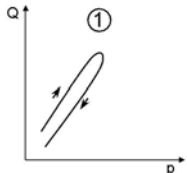
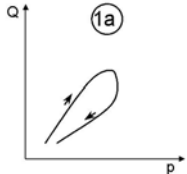
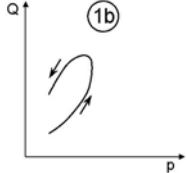
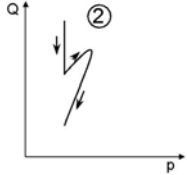
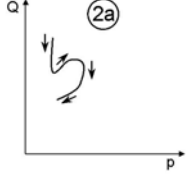
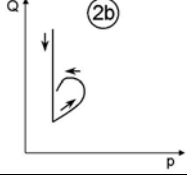
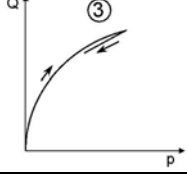
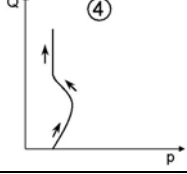

Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach Kutzner (1991)

Formen		Bezeichnung und Beschreibung
	A	<p>Laminares Fließen</p> <p>Es finden keine Veränderungen im durchströmten Objekt statt. Das Aufnahmevermögen ist bei auf- und absteigenden Drücken jeweils gleich. In der Praxis tritt diese Form sehr häufig auf.</p>
	B	<p>Turbulentes Fließen</p> <p>Es entstehen Reibungsverluste, die bei steigenden Drücken eine unterproportionale Zunahme des Durchflusses bewirken. In der Praxis tritt diese Form häufig auf.</p>
	C	<p>Elastische Gebirgsverformung</p> <p>Diese Form stellt eine Seltenheit des Druckmengendiagramms dar. Wegen der gebräuchlichen niedrigen Drücke beim WD-Test bis zu ca. 10 bar sind elastische ohne vorhergehende plastische Verformungen sehr selten.</p>
	D	<p>Erosion von Kluffüllungen oder Aufreißen des Gebirges</p> <p>Die beiden genannten Fälle können nicht anhand des Diagramms unterschieden werden. Aufreißen des Gebirges ist unerwünscht. Auswaschungen von Kluffüllungen sind erwünscht, weil das später injizierte Einpressgut stabiler ist.</p>
	E	<p>Verfüllung von Klüften oder Rückfließen mangels Vorflut</p> <p>Diese Form kann darauf zurückzuführen sein, dass in Bohrlochnähe erodierte Feststoffe sich in größerer Entfernung wieder absetzen und dort eine Verminderung der Durchlässigkeit bewirken. Diese Form kommt in der Praxis selten vor.</p>

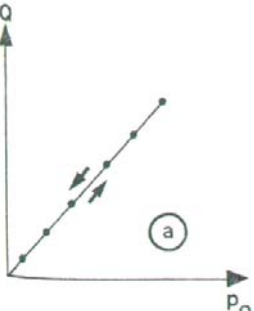
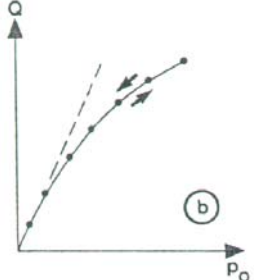
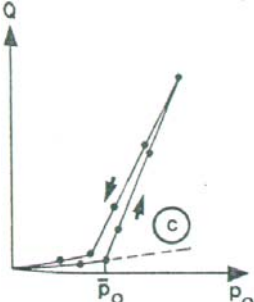
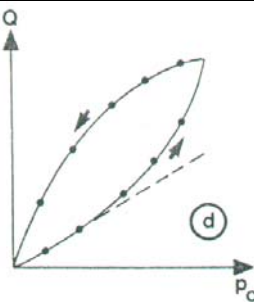
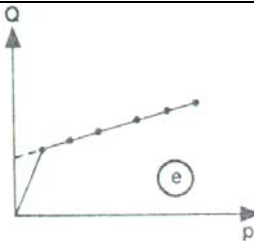
Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach Ewert (1997)

Formen	Bezeichnung und Beschreibung
	<p>1 Keine Wasseraufnahme</p> <p>Trotz steigender Drücke zeichnet sich keine Wasseraufnahme ab. Die Drücke übersteigen den kritischen Druck, der zum Aufbrechen des bestehenden Gefüges notwendig ist, nicht. Eine Injektion ist nicht möglich.</p>
	<p>2 Aufbrechen latenter Trennflächen</p> <p>In dichter Umgebung erfolgt eine Wasseraufnahme erst nach Überschreitung des kritischen Druckes. Sind die Trennflächen aufgerissen, herrscht ein überproportionaler Anstieg der Wasseraufnahmen während jeder höheren Druckstufe.</p>
	<p>3 Durchlässiges Gebirge</p> <p>Ungefähr lineare P/Q-Relation sind wie bei Kutzner Form A ein Zeichen für die Proportionalität zwischen Druck und Wasseraufnahme. Leichte Abweichungen zur über- oder unterproportionalen Seite können auftreten.</p>
	<p>4 Elastische Gebirgsaufweitung</p> <p>Es herrscht ein überproportionaler Anstieg der Wasseraufnahme während der höheren Druckstufen an, der durch größtenteils elastische Aufweitung vorhandener Wasserwege verursacht wird.</p>
	<p>5 Verstopfung (a) und Erosion (b) im durchlässigen Fels</p> <p>Bei dichtem oder durchlässigem Fels wird bei kritischem Druck ein überproportionaler Anstieg der Wasseraufnahme infolge Erosion von Kluffüllungen verursacht (b). Iost bei (b) eine Ausspülen der Feststoffe möglich, verstopfen die erodierten Materialien die Wasserwege (a).</p>
	<p>6 Lokale Hohlraumverfüllung</p> <p>In dichtem Gebirge treten vorübergehend geringe Wasseraufnahmen auf, welche aus der Verfüllung isolierter kleiner Hohlräume resultieren.</p>

Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach *Cambefort (1969)*

Formen	Bezeichnung und Beschreibung
	<p>1 Laminare Strömung</p> <p>Proportionaler Anstieg von Druck und Durchfluss. Entsprechend Kutzner Form A und Ewert Form 3.</p>
	<p>1a Verstopfen</p> <p>Bei laminarer Strömung setzen sich die Wasserwege mit lockerem Transportgut zu. Entsprechend Kutzner Form E.</p>
	<p>1b Auswaschen</p> <p>Bei laminarer Strömung wird Gesteinsgut gelockert und ausgespült (= Auswaschen). Entsprechend Kutzner Form D und Reißler Form D.</p>
	<p>2 Verstopfen</p> <p>Bei niedrigem Druck wird kurz Transportgut weitergespült und setzt sich dann wieder fest. Der Ausgangsdruck wird wieder erreicht.</p>
	<p>2a Verstopfen</p> <p>Zuerst erfolgte eine Verstopfung im niedrigem Druckbereich. Bei Druckerhöhung wird wie bei Form 2 setzt sich gelockerten Transportgut wieder fest.</p>
	<p>2b Verstopfen und Auswaschen</p> <p>Bei niedrigem Druck verstopfen die Wasserwege. Mit Druckerhöhung werden diese wieder ausgewaschen.</p>
	<p>3 Turbulente Strömung</p> <p>Entsprechend Kutzner Form B und Reißler Form B</p>
	<p>4 Auswaschen</p> <p>Bei niedrigem Druck wird sich festsetzendes Transportgut ausgewaschen.</p>
	<p>5 Verstopfen und Auswaschen</p> <p>Je nach Umlagerungsvorgänge und Eigenschaften des Gebirges lassen sich unzählige andere Formen erzielen.</p>



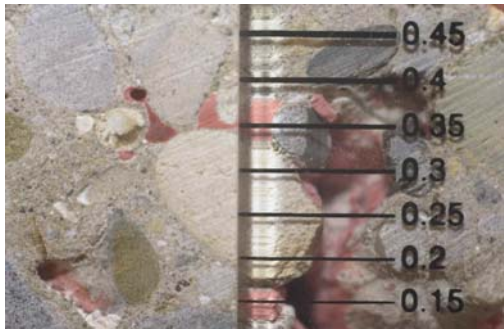
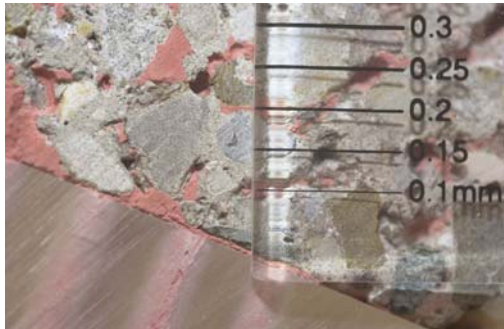

Interpretation von Grundformen des Druckmengendiagramms nach *Rißler (1984)*

Formen		Bezeichnung und Beschreibung
	a	Laminares Fließen Kennzeichen der laminaren Strömung ist die lineare Beziehung zwischen Durchfluss und Druck. Diese Form ist bei allen anderen Autoren zu finden und in der Praxis ebenfalls oft vertreten.
	b	Turbulentes Fließen Der unterproportionale Anstieg der Wasseraufnahme basiert auf Strömungsturbulenzen.
	c	Aufreißen oder Umläufigkeiten Steigt bei neuer Druckstufe die Wasseraufnahme plötzlich stark an, sind entweder Trennflächen gerissen oder der Packer ist umläufig.
	d	Erosion von Kluffüllungen oder Aufreißen des Gebirges Der Durchfluss stellt sich bei der Druckminderung verhältnismäßig größer als im aufsteigenden Ast dar. Dies bedeutet Erosion oder Auswaschen (Kutzner Form E und Cambefort Form 1b).
	e	Umläufigkeiten Eine anfangs bestehende Umläufigkeit weicht dem laminaren Durchfluss.

Ergebnisse der Voruntersuchungen an 11 verschiedenen Suspensionsmischungen

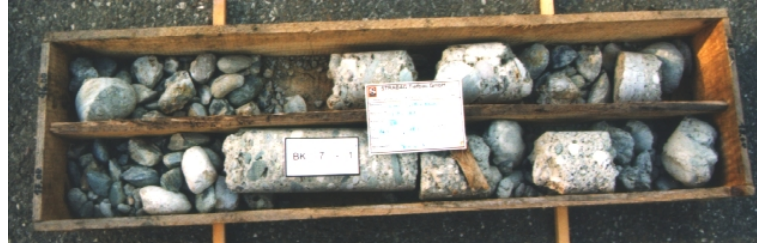
Nr.	Bindemittel	Rezeptur und Mischung				Marshzeit t_m [sek]	Viskosität [Ns/m ²]	Fließgrenze [Pa]	Dichte [kg/dm ³]		Absetzmaß [%]				
		W/B-Wert	Bentonit	Fließmittel	Pigment				berechnet	gemessen	30 min	60 min	90 min	120 min	
		W/B-Wert [-]	Tixoton [%]	Tricosal [%]	Pigment [%]										
1	Mikrodur R plus	1,0	-	1,0	1,0	30,4	0,010	0,486	1,491	1,490	1,0	2,0	6,0	10,0	
2	Mikrodur R plus	1,0	-	2,0	2,0	30,0	-	-	1,504	1,495	0,5	1,0	1,0	1,5	
3	Dorodur H50	1,0	1,0	-	1,0	46,0	0,025	15,666	1,496	1,485	0,0	0,5	0,5	1,0	
4	Makrodur	1,0	1,0	-	2,0	28,8	0,008	3,593	1,501	1,475	5,0	10,0	-	-	
5	Dorodur H50	1,0	0,5	-	-	35,5	0,015	5,956	1,489	1,490	0,5	1,0	1,0	1,5	
6	Dorodur H50	1,0	1,0	-	-	38,5	0,020	7,736	1,490	1,480	0,0	0,5	1,0	1,0	
7	Dorodur H50	1,0	1,0	1,0	-	34,4	0,013	4,143	1,489	1,485	0,5	1,0	1,5	1,5	
8	Dorodur H50	1,0	1,0	2,0	-	33,0	0,008	2,363	1,487	1,480	0,0	0,5	0,5	1,0	
9	Dorodur H50	1,0	1,0	3,0	-	32,1	0,006	2,072	1,485	1,495	0,5	0,5	1,0	1,0	
10	Dorodur H50	1,0	1,0	4,0	-	32,0	0,008	1,748	1,483	1,485	0,5	0,5	1,0	1,0	
11	Mikrodur R plus	1,0	1,0	2,0	2,0	32,8	0,010	2,331	1,487	1,495	0,0	0,0	0,5	0,5	

Ermittlung der Porenengstellendurchmesser

Bindemittel / Durchmesser	Photo mit Maßstab
<p data-bbox="400 398 746 454">Dorodur H50</p> <p data-bbox="424 546 722 611">$d \approx 450 \mu\text{m}$</p>	
<p data-bbox="400 739 746 795">Dorodur H50</p> <p data-bbox="424 887 722 952">$d \approx 300 \mu\text{m}$</p>	
<p data-bbox="443 1081 703 1137">Makrodur</p> <p data-bbox="424 1229 722 1294">$d \approx 300 \mu\text{m}$</p>	
<p data-bbox="443 1424 703 1480">Makrodur</p> <p data-bbox="424 1572 722 1637">$d \approx 200 \mu\text{m}$</p>	
<p data-bbox="448 1767 699 1823">Mikrodur</p> <p data-bbox="424 1915 722 1980">$d \approx 100 \mu\text{m}$</p>	

Bohrkernkisten 7 bis 12 (Jettenbach)

Kiste 7 Bohrloch-Nr.: V_P3_A1 Tiefe: 16 bis 18 m



Kiste 8 Bohrloch-Nr.: V_W4d_A1 Tiefe: 0 bis 2 m



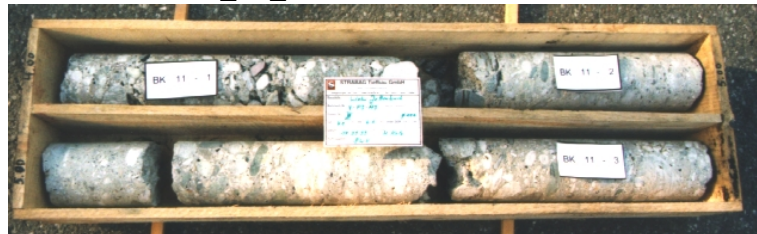
Kiste 9 Bohrloch-Nr.: V_P3_A2v Tiefe: 12 bis 14 m



Kiste 10 Bohrloch-Nr.: V_P3_A3 Tiefe: 2 bis 4 m



Kiste 11 Bohrloch-Nr.: V_P3_A3 Tiefe: 4 bis 6 m



Kiste 12 Bohrloch-Nr.: V_P3_A3 Tiefe: 20 bis 22 m

