

# Die Sanierung des Wehres Eglisau

Autor(en): **Otto, Bastian**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **91 (1999)**

Heft 11-12

PDF erstellt am: **14.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-940089>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# Die Sanierung des Wehres Eglisau

■ Bastian Otto

## 1. Generelle Beschreibung des Projektes

### 1.1 Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk Eglisau liegt am Hochrhein, wenige Kilometer unterhalb des gleichnamigen Städtchens, und wurde in den Jahren 1915 bis 1920 erbaut. Es staut den Rhein oberhalb der Glattmündung auf eine Kote von 343,48 m ü. M. Die Ausbauwassermenge beträgt momentan 400 m<sup>3</sup>/s; die entsprechende Fallhöhe 10,7 m. Das anfallende Wasser wird durch sieben vertikalachsige Francisturbinen verarbeitet, welche eine maximale Leistung von insgesamt 32 MW zulassen. Die Energieproduktion im Regeljahr beläuft sich auf 238 GWh, wobei 128 GWh im Sommer und 110 GWh im Winter anfallen.

Die Anlage besteht aus dem in einer seitlichen Bucht angeordneten Maschinenhaus am schweizerischen, dem Stauwehr und einer Schiffsschleuse am deutschen Ufer. Die Gebäude wurden durch die Gebrüder Pfister, zwei namhafte Architekten jener Zeit, im Stil des Neoklassizismus gestaltet.

Die einzelnen Wehrpfeiler sind mittels Stahlbeton-Caissons auf Molassefels fundiert und bilden statisch gesehen im Boden eingespannte Kragarme.

Die Pfeilerköpfe dienen als Auflager für die Windwerkbrücke, auf welcher sich die Schützenantriebe befinden. Als Verbindung über den Rhein sowie als Fahrbahn für den unterwasserseitigen Dammbalkenversetzkran dient die Wehrbrücke, welche auf einem Pfeilerabsatz aufliegt.

Den Abschluss des Wehres bildet auf beiden Seiten ein Landpfeiler. An den linken Landpfeiler grenzt das Maschinenhaus, an den rechten Landpfeiler schliesst die Schleuse mit einer Breite von etwa 12 m an.

Die Kraftwerksanlage erfuhr im Verlauf der beinahe 75 Betriebsjahre kaum Veränderungen.

Die bauliche Substanz ist integral erhalten und mit Ausnahme der Installationen für die Steuer- und Leittechnik handelt es sich bei vielen Teilen der elektromechanischen Ausrüstung noch weitgehend um originale Einrichtungen.

kleidung zu versehen. Der verbleibende Pfeilerbeton sowie die Pfeiler- und Schwellenfundationen werden mit Injektionen behandelt, um dadurch die vorhandenen durchlässigen Bereiche abzudichten und die Betonqualität zu verbessern. Zur Erhöhung der Standsicherheit auf das behördlich geforderte Niveau wird zudem jeder Wehrpfeiler mit sechs Ankern von je 1500 kN Spannkraft im Untergrund verankert.

Neben der eigentlichen Pfeilersanierung ist vorgesehen, die Windwerkbrücke zu revidieren. Sie wird mitsamt den Installationen demontiert und nach der Revision wieder auf die zwischenzeitlich sanierten Wehrpfeiler aufgesetzt.

Die Wehrbrücke muss vollständig ersetzt werden. Bis auf eine geringfügig verringerte Pfeilerhöhe bleiben die Aussenabmessungen unverändert. Der Querschnitt wird hohlkastenförmig ausgebildet und kann dadurch als Kabelkanal verwendet werden.

Neben den baulichen Massnahmen ist eine Erneuerung und Modernisierung der Schützensteuerung und -antriebe sowie der Kraneinrichtungen geplant. Dies erfordert den Ersatz der Windwerkmotoren sowie die Revision und Anpassung der Windwerke und die Erneuerung der gesamten Steuerungseinrichtung.

Für die Demontage bzw. Montage der Windwerke und Brückenträger sowie für die Pfeilersanierung wird ein über die gesamte Wehranlage laufender Portalkran errichtet.

Zur Gewährleistung der Gleitsicherheit im Bauzustand werden vor dem Pfeilerabbruch ab dem UW-seitigen Pfeilersporn drei schräg gegen das OW fallende Anker mit einer Spannkraft von je 1500 kN versetzt.

Mit diesem Sanierungskonzept werden folgende Zielsetzungen erfüllt:

- Gewährleistung der Erdbbensicherheit durch ausreichenden Querschnittswiderstand der Pfeiler. Im oberen (neu aufgebauten) Pfeilerbereich wird dies durch eine entsprechende Bewehrung des Betons erreicht; der untere Pfeilerbereich erhält durch die sechs vorgespannten Anker eine zusätzliche Normalkraft, so dass der Biege-widerstand ausreichend ist.
- Gewährleistung der Gleitsicherheit durch die Verankerung im Untergrund. Dadurch wird einerseits die Pfeilerauflast und über den Reibungsanteil des Bodens auch sein Scherwiderstand angehoben; andererseits führen die Horizontalkomponenten der drei



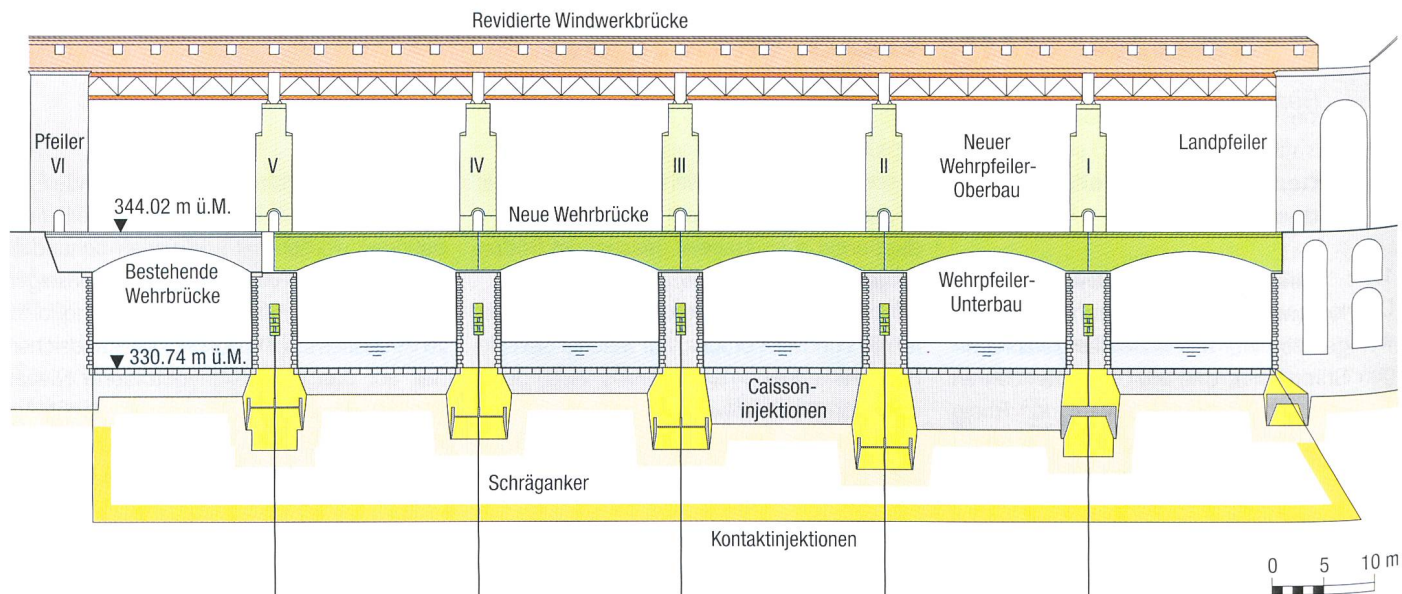
Bild 1.1. Ansicht der Anlage.

Das Stauwehr besteht aus sechs Feldern mit einer lichten Weite von ca. 15,5 m. Als Verschlussorgane dienen mechanisch betriebene, zweiteilige Rollschützen. Die Wehrfelder sind durch Wehrpfeiler voneinander getrennt, welche rund 26 m über dem Wehrboden bzw. rund 13 m über den Oberwasserspiegel hinausragen.

### 1.2 Generelle Beschreibung der Sanierungsmassnahmen

Das auf detaillierten Abklärungen beruhende Konzept der Wehrpfeilersanierung sieht vor, den oberen Teil der Wehrpfeiler abzubrechen, in Stahlbeton neu aufzubauen und – den Forderungen der Denkmalpflege entsprechend – wiederum mit der ursprünglichen Granitver-





**Bild 1.2. Ansicht der Wehranlage vom Unterwasser.**

bereits während des Baus notwendigen Schräganker zu einer Erhöhung der negativ treibenden Kräfte (entgegengesetzt zum Wasserdruck).

- Die Behandlung mittels Injektionen verbessert den Beton hinsichtlich Dichtigkeit und Festigkeit und unterbindet die Erosionsgefahr in der Kontaktzone und in Fundamentbereichen mit mürbem Sandstein weitgehend.

Im weiteren wird im Detail auf die Behandlung des Untergrundes und des Stampfbetons der Wehrkonstruktion eingegangen

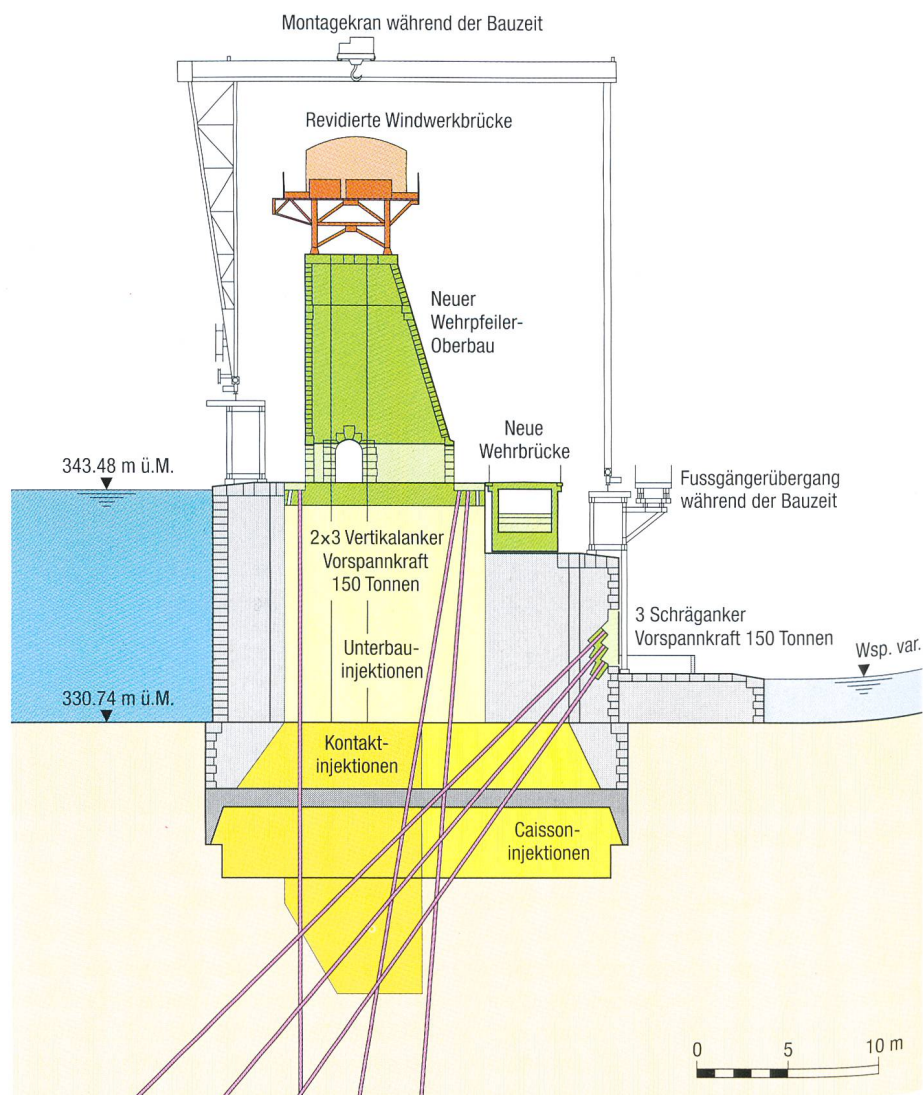
## 2. Voraussetzung für die erfolgreiche Behandlung von Stampfbetonkonstruktionen

Stampfbeton aus der ersten Hälfte dieses Jahrhunderts stellt ein sehr heterogenes Material dar. Der Zuschlagstoff wurde in der Regel direkt ab Wand gewonnen und direkt verarbeitet. Eine spezielle Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe kam nicht zur Anwendung. Bei untergeordneten Bauwerksteilen im Kraftwerksbau wurde der Zuschlagstoff nicht einmal gewaschen. Mischung und speziell die Verdichtung des eingebrachten Betons sind aus heutiger Sicht sehr mangelhaft. So verwundert es nicht, dass bei Bauwerken, welche direkt dem strömenden Wasser ausgesetzt sind (z.B. Wehrpfeiler) eine massive Steinverkleidung den schlechten Beton schützen muss.

Die Praxis der Zuschlagstoffgewinnung und -aufarbeitung, das Mischverfahren bei der Herstellung von Beton und das Verdichten des eingebrachten Frischbetons resultieren in einem für die Injektionspraxis äusserst heterogenen Material. Dieses hat einerseits die Eigenschaften eines Gebirgskörpers (Klüfte und Hohlräume), andererseits

jene von Lockergestein (Porenraum). Anhand der Erstellung eines Wehrpfeilers soll im folgenden das Material Stampfbeton näher charakterisiert und in bezug auf die Injizierbarkeit bewertet werden.

Vor der Erstellung der eigentlichen Wehrpfeiler mussten im vorliegenden Fall Hilfsbrücken erstellt werden, von welchen aus die Arbeiten erfolgten. Auf diesen Hilfsbrücken erfolgte auch der Materialtransport. Die



**Bild 1.3. Querschnitt durch einen Wehrpfeiler und Sanierungsmassnahmen.**



Brücken dienten als Fahrbahn für die Hebewerkzeuge.

Als Fundation der Pfeiler diente ein aus Beton bestehender vorfabrizierter und armerter Caisson, welcher in den Untergrund, in diesem Fall Sedimentgestein, eingebunden wurde. Unter Druckluft (die dazu notwendigen Druckluftschleusen sind in Bild 4 im oberen Pfeiler gut zu erkennen) wurde sowohl die Felsfundation ausgehoben und vorbereitet als auch der Beton eingebracht und verdichtet. Nach dem Absenkvorgang des Caissons bei gleichzeitiger Aufmauerung des Oberbaus des Pfeilers wurde der im Caisson bestehende Hohlraum verfüllt.

Aus historischen Aufnahmen kann folgender Arbeitsablauf beim Erstellen des Pfeilerunterbaus abgeleitet werden. Der Caisson konnte im oberen Bereich, unterhalb des Deckels, nur sehr schlecht verfüllt werden, da lediglich zwei Öffnungen zum Verfüllen des obersten Meters zur Verfügung standen. Bei einem gegenseitigen Abstand der Öffnungen von ca. 12 m ist es nicht verwunderlich, dass der Beton nicht überall bis unter den Caissondeckel verfüllt werden konnte. Eine Verfüllung der Hohlräume unterhalb der Caissondecke mittels Injektionen wurde seinerzeit nicht durchgeführt.

Oberhalb des Caissons wurde eine etappenweise Vormauerung aus Granit mit einer Höhe von ca. 1,5 m erstellt. Im Schutze dieser Mauer wurde der Stampfbeton in Lagen von ca. 0,3 m eingebracht. Nach dem Einbringen von drei bis vier Lagen Beton in relativ kurzer Zeit wurde das Betonieren eingestellt und die Vormauerung wieder weitergezogen. Die Oberfläche des Betons wurde bei den weiteren Betonieretappen nicht gesäubert. So finden sich in diesen Lagen nebst dem Kies auch organischer Bauschutt wie z. B. Holzreste oder sogar Kohlereste.

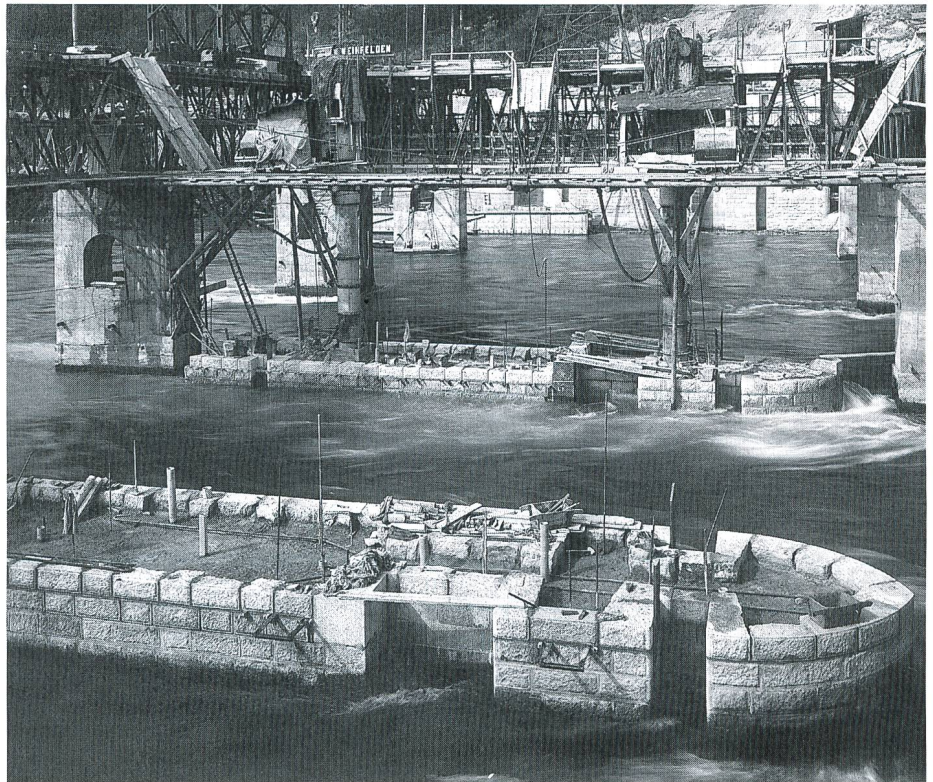
Entsprechend der damaligen Beton-technologie kam Stampfbeton zur Anwendung. Als Zuschlagstoffe zur Herstellung des Betons wurde Kies aus einer nahe gelegenen Kiesgrube verwendet. Dieser wurde, ungetrennt für den Caisson- und Pfeilerbeton, gewaschen und, für den Caissonarbeitsraum, ungewaschen verwendet. Der Portland-Normalzement stammte aus verschiedenen Zementfabriken. Die Zementdosierung lag bei  $160 \text{ kg/m}^3$ . Die Verdichtungs- und Verfüllarbeiten unter Druckluft waren sehr schwierig.

Gleichzeitig mit dem Absenken der Pfeilercaissons bis auf die Solltiefe erfolgte die Aufmauerung der wasserabschliessenden Umfassungswände mit Granitquadern. Der Zwischenraum wurde ausbetoniert und, wo Zug auftritt, mit Eisenlagen (Rundeisen oder Eisenbahnschienen) armiert.

Der Zustand des Pfeilerbetons wurde mittels Kernbohrungen untersucht. Da die Beanspruchung des Pfeilerbetons im Fundamentbereich und im darüberliegenden Pfeilerunterbau relativ gering ist, wurde vor allem auf die Verteilung von Hohlräumen (Kiesnester im Stampfbeton und grössere Kavernen unterhalb der Caissondeckel) geachtet.

Anhand der Bohrkerne wurde deutlich, dass der Beton der Pfeilerfundation eine beträchtliche Anzahl Kiesnester aufweist. Unterhalb der Caissondecke wurden sogar Hohlräume mit einer Mächtigkeit von bis zu 0,8 m angetroffen. Vereinzelt förderten die Bohrungen über grössere Strecken ca. 0,5 m reinen Kies, der keinen wesentlichen Anteil an feinkörnigen Zuschlagstoffen und Zement aufwies. Von vorrangiger Bedeutung für die Sicherheit der Konstruktion sowie die Verpressfähigkeit des Betons ist die Abschätzung der räumlichen Verteilung dieser Kiesnester. Durch eine Gegenüberstellung der Kernaufnahmen im Fundationsbereich konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

des anschliessenden Auslöseprozesses des Bindemittels vorzustellen: Der Stampfbeton ist seinerzeit in Lagen, vermutlich mit einer Stärke von ca. 0,3 m, im Schutze der Granitvormauerung oder des Druckluftcaissons, eingebracht worden. Es ist wahrscheinlich, dass er nicht gleichmässig verdichtet wurde, ausserdem mögen Entmischungen stattgefunden haben. Da beides vorzugsweise an die einzelnen Betonlagen gebunden sein wird, kann der Beton im ursprünglichen Zustand keine gleichmässig verteilte Porosität besessen haben. Es ist vielmehr anzunehmen, dass das Porenvolumen in jenen Lagen von Anfang an grösser gewesen ist, in denen entweder die Verdichtung geringer war oder in denen sich infolge Entmischung mehr gröberes Material angesammelt hat. Dies bedingt eine örtlich grössere Durchlässigkeit in horizontaler Richtung. Diese Lagen sind infolgedessen stärker durchströmt worden. Die grössere Durchsickerung verursachte einen intensiven Wasseraustausch, dieser bewirkte seinerseits die Herauslösung von Kalksub-



**Bild 2.1. Wehrpfeiler im Bau 1915.**

Viele Kieshorizonte befinden sich auf dem gleichen Niveau. Die gleiche Höhenlage spricht dafür, dass es sich bei den Kiesvorkommen nicht um isolierte Nester handelt, sondern entweder um schlauchartige Bahnen oder um durchgehende Lagen. Diese Lagen wurden in Abständen von ca. 1 m angetroffen.

Für die Erarbeitung der Modellvorstellung von der Kiesnestverteilung ist es hilfreich, sich die Herstellung des Betons und

stanz mit der Folge der Betonentfestigung. Der Prozess erfolgt in progressiver Weise.

Aus den obigen Darstellungen kann geschlossen werden, dass der Beton von grossflächigen Kiesnestern erhöhter Durchlässigkeit und geringer Festigkeit durchzogen ist. Diese Lagen sind in Abständen von ca. 1 m vorhanden.

Für die Erarbeitung eines Injektionsprogrammes sind folgende Punkte von Bedeutung:



- Die Hohlraumverteilung ist äusserst heterogen bezüglich der Grösse der Hohlräume, aber auch bezüglich deren Verteilung im Bauwerk.

- Unterhalb der Caissondecke, d. h. im obersten Teil des ursprünglichen Hohlraumes, sind die Caissons sehr schlecht verfüllt. Das Bohrgestänge fiel zum Teil bis zu 1 m durch. Auf der gesamten Grundfläche des Caissons bestehen praktisch nur wassergefüllte Hohlräume mit einer Mächtigkeit von 0,5 m bis zu 0,8 m. Diese grossen Hohlräume können artesisch gespannt sein. Der vorfabrizierte Caisson schliesst den Hohlraum zudem gegen den Fels ab. Innerhalb des Hohlraumes können sich die Injektionsdrücke demzufolge grossflächig aufbauen. Eine erhebliche Gefahr des Hebens des gesamten Pfeilers besteht. Diese Hohlräume sind mit Karstlöchern im Gebirge vergleichbar. Grosse Mengen von Injektionsmaterial können, bei einer hydraulischen Entspannung des Hohlraumes, praktisch drucklos verfüllt werden.

- Der Beton weist Bereiche auf, die praktisch nur aus Kies bestehen. Diese Kiesnester treten oft in Lagen auf, bilden also Schwachstellen, welche im Gebirge mit grossen Klüften oder Kakiritzonen vergleichbar sind. Eine Bestimmung der mechanischen Beschaffenheit dieser Lagen in bezug auf Festigkeit ist nicht möglich, da eine Kernentnahme nicht möglich ist. Man musste davon ausgehen, dass das Material ein schlecht abgestufter Grobkies ist. Diese Lagen sind gut injizierbar, neigen aber wegen des Fehlens jeglicher Zugfestigkeit stark zum Aufreissen (hydro-fracturing).

- Der zwischen den Kieslagen vorhandene «Beton» weist eine sehr geringe Festigkeit auf. Eine Kernentnahme war entsprechend schwierig, und nur bei den zementhaltigen Partien war die Beschaffenheit des Betons im Labor überhaupt ermittelbar. Eine Abschätzung des Hohlraumes, welcher mit Injektionen behandelbar wäre, ist entsprechend mit grossen Ungenauigkeiten behaftet. Versinterung von Wasserwegigkeiten im Verlauf der Zeit führt dazu, dass ursprünglich injizierfähige Bereiche des Betons für Injektionsgut heute praktisch undurchlässig sind.

Die Voraussetzungen für eine erfolgreiche und risikoarme Verpressung von Stampfbetonkonstruktionen sind aus Sicht des Verfassers die folgenden:

- Eine Erkundungskampagne zur Abklärung der Struktureigenschaften ist unerlässlich.
- Die verschiedenen Hohlraumtypen müssen identifiziert werden (Kavernen, Kieslagen, Kiesnester, Porenverteilung im eigentlichen Beton).

- Die Verteilung und geometrische Ausdehnung der Hohlräume sollte möglichst gut bekannt sein.

- Hydraulische Eigenschaften und Randbedingungen der «Betonstruktur» müssen abgeklärt werden.

- Der Grad der Injizierfähigkeit sollte durch Versuche abgeklärt werden.

- Dem Problem des «hydro-fracturing» und den daraus resultierenden Hebungen des Bauwerks, eventuell sogar des Verlusts der Gleitsicherheit des Bauwerks, ist grösste Aufmerksamkeit zu schenken.

### 3. Voruntersuchungen und Beurteilung des Betons

#### 3.1 Untersuchungskampagnen

Im Vorfeld der Projektierungsarbeiten für die Sanierung des Stauwehrs wurden umfangreiche Untergrund- und Bauwerksuntersuchungen durchgeführt. Der Zustand des Betons wurde mit zwei Bohrprogrammen in den Jahren 1984 und 1988 erkundet. Im Jahre 1985 wurden in den Fundationen der Wehrpfeiler IV und V Zementinjektionen durchgeführt, im Zuge von Unterhaltsarbeiten am Stauwehr.

Die geotechnischen und geologischen Grundlagen für die Projektierung wurden durch zwei Bohrkampagnen in den Jahren 1988 und 1991 durchgeführt. Das Bild 3.1

zeigt die Lage der Kernbohrungen des geologischen Untersuchungsprogrammes.

Aus den Voruntersuchungen konnten wertvolle Erkenntnisse für die weitere Projektierung gewonnen werden. Im folgenden sind die wichtigsten Erkenntnisse, welche für die Injektionen des Betons und der Wehrfundation von Wichtigkeit sind, zusammengestellt.

#### 3.2 Geologie der Wehrfundation

Die Schichten der Unteren Süsswassermolasse, auf welchen das Wehr fundiert ist, zeigen einen wechselvollen Aufbau von Mergel- und Sandsteinen:

##### Mergelgruppe:

- weiche, rötlich-bunte Tonmergel;
- weiche, grünlich-blaue Tonmergel, mit dünnen Lagen von mittelharten bis harten Kalkmergeln bis Mergelkalken;
- mittelharte, sandige Mergel mit Übergängen zu Mergelsandsteinen und Siltsteinen.

##### Sandsteingruppe:

- weiche, glimmerführende «Tonsandsteine», d. h. Sandsteine mit tonigem Bindemittel, deshalb meist schlecht zementiert (mürbe Sandsteine);
- mittelharte bis harte Sandsteine, meist hellgrau. Es handelt sich um Sandsteine mit kalkigem Bindemittel, meist in Form von

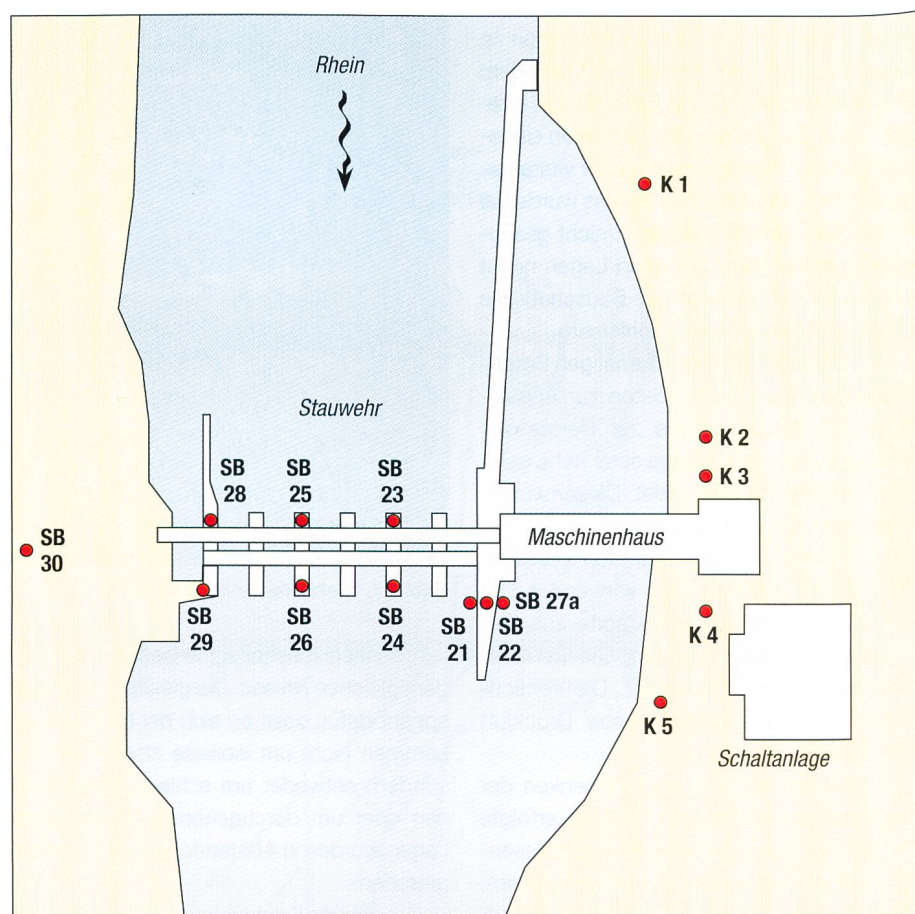
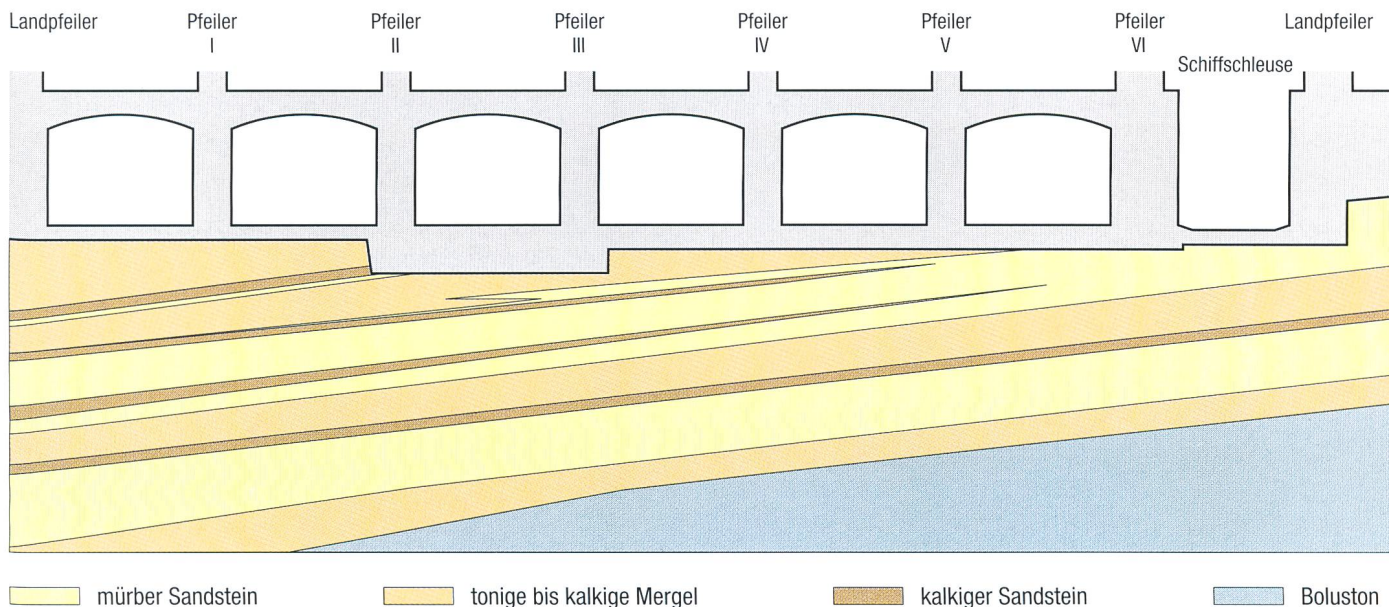


Bild 3.1. Lage der Kernbohrungen des geologisch-geotechnischen Untersuchungsprogrammes.





**Bild 3.2. Geologie der Wehrfundation.**

«Knauer Sandstein», d.h. Schichten von mürbem Sandstein, in welchem oft aneinandergereiht harte, ellipsenförmig gerundete Knauer vorkommen (Durchmesser 10 bis 50 cm, z. T. bis über 100 cm).

Die Schichten der Unteren Süsswassermolasse scheinen im Wehrbereich flach und konkordant über der Boluston-Oberfläche abgelagert zu sein (Bohrungen), obwohl zwischen Bohnerzformation und Unterer Süsswassermolasse eine stratigraphische Diskordanz besteht. Allerdings wurden ungefähr 300 m flussabwärts des Wehres am rechten Uferabhang in einem Sondierschlitz der Untersuchungskampagne 1910 die eozänen Bolustone auf Kote 333,50 erschlossen, was auf eine Molassesedimentation über einem leicht gewellten Relief deutet. Gegen Herdern dürften eventuell Bruchversetzungen im Malmkalk eine Rolle spielen. Der Molassefels ist praktisch nicht zerklüftet. An den Oberflächenaufschlüssen der beiden Talseiten können nur sehr vereinzelt unregelmässig verlaufende, steile E-W-Klüfte beobachtet werden. Ebenfalls in den Bohrungen zeigten sich nur vereinzelt Andeutungen von Klüften und Zerrissen. Aus den Bohrungen zeigt sich folgende räumliche Konstruktion des Schichtverlaufs:

- Schichtfallen: Das Schichtfallen nimmt vom rechten zum linken Ufer von 6 bis 8° auf 10 bis 12° zu. Das Fallazimut beträgt ca. 140°. Das heisst, das Schichtstreichen liegt praktisch senkrecht zum Wehr.
- Klüftung: Die Bohrkerne zeigen vereinzelt steilstehende Klüfte in Sandsteinen, Siltsteinen und Mergelkalken. Sie sind in der Regel geschlossen und weisen zum Teil einen feinen Belag (mm) von Ton oder Calcit auf. In den weichen grau-schwarzen

kohligen Mergeln zeigen sich horizontale Scherflächen.

### 3.3 Auftriebsverhältnisse der Wehrpfeiler

Im höheren Schichtbereich der Unteren Süsswassermolasse, also in Nähe der Pfeilerfundamente, sind die durch Druckgeber gemessenen Kluft- und Porenwasserdruckverhältnisse sehr komplex. Die gemessenen Auftriebsdrücke in der Fundationsfuge der Pfeiler sind relativ hoch. Ein linearer Druckabbau vom Oberwasser zum Unterwasser ist nicht zu erkennen. Die Komplexität der geohydraulischen Bedingungen kann wie folgt erklärt werden.

Die Pfeiler und Schwellen des Stauwehres sind im Caissonverfahren fundiert worden. Dabei reicht je ein oberer und unterer Pfeiler- und Schwellensporn zwischen 5 und 6,5 m tief in den Fels. Zum Schutze gegen Kolkbildung wurde unterhalb des Wehres ein 30 m langer Abfallboden (Betonplatte) erstellt, welcher an seinem unteren Ende durch einen 12 m tief in den Fels eingreifenden Sporn gesichert ist. Bei der abschnittweisen Erstellung des Abfallbodens mussten zur Sicherung gegen Hochwasser ca. 5 m tief in den Fels eingelassene Fangdämme errichtet werden.

In Fundamentnähe muss somit das im Fels abfliessende Wasser verschiedene Hindernisse unter- und umströmen.

Die Molasseschichten fallen mit ca. 8° gegen SE ein, das heisst, vom rechten gegen das linke Ufer. Vom Wehrfundament werden somit verschiedene Schichten angeschnitten. Dazu kommt eine gewisse Unregelmässigkeit in der Mächtigkeit der durchlässigeren Rinnensandstein-Schichten.

Aus dieser Situation heraus ist es verständlich, dass die Druckentlastung unter dem Wehr sektorenweise unterschiedlich und nicht immer linear vom Oberwasser zum Unterwasser geschieht: In der Regel zeigt sich dort, wo Rinnensandsteine im Fundament austreichen, ein theoretisch erwartbarer Druckabfall vom OW zum UW. Dort hingegen, wo die Sandsteine durch Mergelschichten abgedeckt sind, zeigen sich zum Teil auch im Unterwasserbereich lokal noch erhebliche Auftriebsdrücke. Der Abbau erfolgt unregelmässig und nicht linear, was aber auch zum Teil auf die Unebenheiten im Wehrfundament (komplizierte Strömungswege) zurückzuführen sein dürfte.

Die tiefer gelegenen Sandsteinschichten der Unteren Süsswassermolasse sind hydraulisch von den oberflächennahen Schichten durch eine durchgehende Mergelschicht getrennt. Das Druckpotential ist in tieferen Bereichen höher als in oberflächennahen Bereichen. Es ist anzunehmen, dass sich, entsprechend dem Schichtaufbau und der Schichtorientierung, vom rechten Ufer her ein Gebirgswasserdruck bemerkbar macht, der sich dem Strömungsdruck überlagert und erst gegen Wehrmitte ausgleicht. Unmittelbar flussabwärts des rechten Felswiderlagers können, speziell bei nassem Wetter, an verschiedenen Orten Wasseraustritte an der Untergrenze von Sandsteinschichten beobachtet werden. Die Speisung des Felses dürfte vorwiegend aus dem Lockergesteinsgrundwasser der alten Rheinrinne erfolgen.

### 3.4 Durchlässigkeit und Injizierbarkeit des Untergrundes

Die Untere Süsswassermolasse, die aus einer Abfolge von Sandsteinen, Mergeln und Kalk-



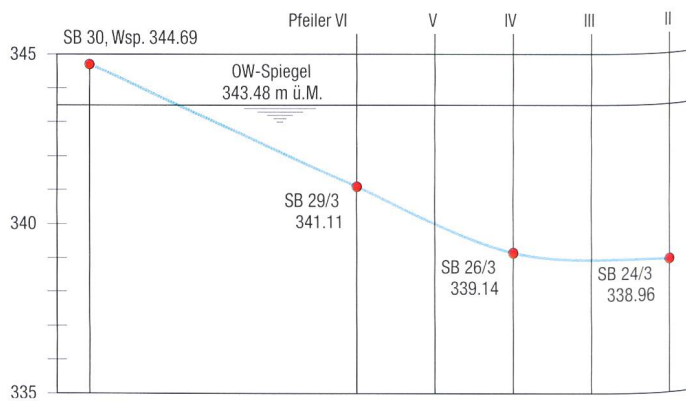
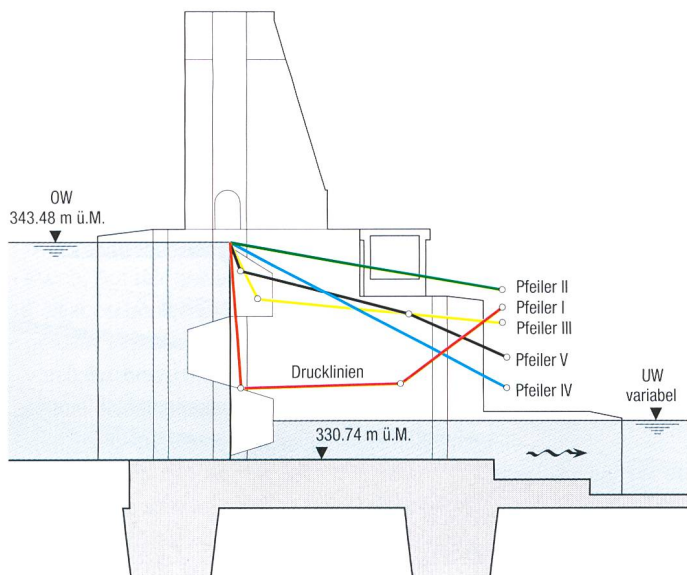


Bild 3.4, links. Wasserdruckverteilung in den Pfeilerfundationen.

Bild 3.5, oben. Druckverteilung im Untergrund.

sandsteinen besteht, und der unterlagernde Boluston sind mit Ausnahme des oberflächennahen Saumes, der infolge Auflockerung eine geringe Durchlässigkeit hat, bis auf wenige Zonen, in denen örtlich eine geringe Durchlässigkeit ausgebildet ist, dicht. Diese örtlich geringen Durchlässigkeiten sind vorwiegend an die Sandsteinzonen gebunden und beschränken sich auch auf die oberen Abschnitte. Die Mergel- und Tonsteinzonen sind praktisch dicht. In den wenigen Fällen, in denen die Wasseraufnahmen der 1-bar-Druckstufe schon auf eine natürliche Durchlässigkeit hinweisen, wird diese durch Feinklüfte mit sehr geringen Öffnungsweiten (< 1 mm) verursacht.

Infolge noch unzureichender Zementierung des Porenraumes besitzen manche Gesteinszonen eine geringe Wasseraufnahmefähigkeit zur Sättigung des Porenraumes. Nach der Sättigung sind diese Gesteinspartien ebenfalls dicht.

Gesteinszonen mit latenter Schichtung zeigen eine deutliche Neigung zum Gebirgsaufreißen. Die das Aufreißen verursachenden kritischen Drücke sind mit Ausnahme einer flachen oberflächennahen Zone tiefenunabhängig und werden von der Festigkeit des Gebirges bestimmt. Die kritischen Drücke liegen in den Sandsteinen, Mergelsteinen und Tonsteinen der Unteren Süsswassermolasse bei ca. 7 bar, im Boluston betragen sie ca. 12 bar.

In einigen Erkundungsbohrungen wurden Probeinjektionen durchgeführt, um die Verpressfähigkeit abzuklären. Sie wäre von Bedeutung, wenn der Untergrund eine grössere Durchlässigkeit hätte und abgedichtet werden müsste. Probeinjektionen sind in den Bohrungen SB 23 und SB 25 in einigen Stufen ausgeführt worden. Da es sich insgesamt nur um wenige Verpressstufen handelt, fehlt die Basis für eine statistische Auswertung. Es ist

statt dessen zweckmässig, nur die Einzelergebnisse zu bewerten.

Zu Beginn war vorgesehen, die Injektion mit einem W/Z-Faktor von 3:1 zu beginnen und bei Verpressmengen > 200 kg/m die Suspension stufenweise zu verändern, wobei W/Z-Faktoren von 2:1, 1:1 und 0,7:1 angewendet werden sollten. Mit der Durchführung der ersten Verpressstufen gewann man die Erfahrung, dass ein W/Z-Faktor von 3:1 unzweckmässig sei; die folgenden Injektionen wurden deshalb mit dem Mischungsverhältnis 2:1 begonnen. Der Wechsel zum nächstkleineren W/Z-Faktor sollte erfolgen, wenn eine Zementaufnahme von 200 kg/m erreicht oder wenn beim Aufrechterhalten des Druckes in der jeweiligen Druckstufe während 5 Minuten kein Injektionsgut mehr aufgenommen würde.

Der Verpressdruck sollte, ähnlich wie bei den WD-Versuchen, stufenweise gesteigert werden; die einzelnen Druckstufen sollten jeweils um 1 bar steigen, der Höchstdruck sollte 11 bar nicht überschreiten.

Die Tabelle A zeigt die Verpressmengen, die maximalen Verpressdrücke und die

zugehörigen Wasseraufnahmen der 1-bar-Druckstufe ( $Q_{WD1}$ -Wert).

Mit Ausnahme von zwei Verpressstufen (Nr. 4, 7) mit Aufnahmemengen von 212 kg/m und 345 kg/m verzeichneten die Verpressstufen erwartungsgemäss geringe bis sehr geringe Verpressmengen.

Diese Verpressmengen sind wie folgt zu bewerten:

- Die Stufen 1, 2, 3, 5 und 6 stimmen völlig mit dem Ergebnis der WD-Versuche überein, deren Wasseraufnahmen in der 1-bar-Druckstufe zwischen 0,2 l/min.m und 1,8 l/min.m betragen hatten. Die geringen Verpressmengen bestätigen die Dichtigkeit des Gebirges, denn mit diesen Verpressmengen wurde lediglich das Bohrloch wieder verfüllt.
- Die Verpressmengen (Versuche 8, 9 und 10) von 48 kg/m, 61 kg/m und 99 kg/m stimmen mit den Ergebnissen der WD-Versuche nicht überein, denn in der 1-bar-Druckstufe verzeichneten diese WD-Versuche keine Wasseraufnahmen, und das Gebirge blieb auch noch bis zur Druckstufe von 7 bar dicht. Die Zementverpressung wurde

Bohrung	Stufe	Verpressmenge (kg/m)	Druck (bar)	$Q_{WD1}$ (l/min.m)	Versuch (Nr.)
SB23	24,0 – 27,0	13,7	5	0,9	1
	27,0 – 29,6	11,7	4,5	1,8	2
	29,6 – 30,2	2,7	15	0,2	3
SB25	29,9 – 32,4	212	2	0,7	4
	32,1 – 35,0	8	11	0,2	5
	35,0 – 38,0	9	11	0,3	6
	38,0 – 41,0	345	5	0	7
	41,0 – 44,0	99	8	0	8
	44,0 – 47,0	61	10	0	9
	47,0 – 50,0	48	10	0	10

Tabelle A.



mit Drücken bis zu 10 bar durchgeführt. Die unerwartet grossen Verpressmengen lassen sich nur damit erklären, dass es während der Zementinjektionen infolge leichter Aufpresserscheinungen zur Bildung kleiner Hohlräume kam, die dann wieder verfüllt worden sind.

- Die beiden Verpressstrecken mit den grossen Zementaufnahmen (Versuche 4 und 7), 212 kg/m und 345 kg/m, erscheinen rätselhaft, wenn man die angeblich niedrigen Verpressdrücke berücksichtigt – sie betragen 2 bzw. 5 bar – und wenn man berücksichtigt, dass die dazugehörigen WD-Versuche  $Q_{WD1}$ -Werte von 0,7 bzw. 0 l/min.m ergaben. Es besteht eine deutliche Diskrepanz zwischen dem Ergebnis der WD-Versuche und dem Ergebnis der Zementinjektionen. Die einzig mögliche Erklärung für diese Diskrepanz wird darin gesehen, dass es während der hohen Druckstufen zu einem Gebirgsaufreissen gekommen sein muss. In vergleichbaren Fällen wurde die Erfahrung gemacht, dass nach dem Aufreissen von Schichtfugen sehr grosse Verpressmengen möglich sind – sie können die Grössenordnung von 1500 kg/m erreichen.

### 3.5 Injizierbarkeit des Pfeilers

Die Ergebnisse der im Zuge von Unterhaltsarbeiten 1985 durchgeführten Injektionen in den Pfeilerfundationen der Wehrpfeiler IV und V bildeten die Grundlage für die Beurteilung der Injizierbarkeit der Caissonfundation und des Betons des Pfeileraufbaus. Die Ergebnisse der Injektionen lassen sich wie folgt darstellen:

- Im Pfeiler IV wurden 11 Bohrungen mit insgesamt 105 Bohrmeter abgeteuft. Dabei wurden 25 000 kg Zement injiziert. Rein statistisch errechnet sich daraus eine Aufnahmemenge von 236 kg/m. Die Betonkubatur der Pfeilerfundation beträgt 850 m<sup>3</sup>, so dass sich eine spezifische Aufnahmemenge von 29,4 kg/m<sup>3</sup> ergibt.
- Im Pfeiler V wurden 19 Bohrungen mit insgesamt 175 Bohrmeter abgeteuft. Es sind 32 900 kg Zement (d.h. 187 kg/m) injiziert worden. Dies ergibt bei einer Betonkubatur von 850 m<sup>3</sup> eine spezifische Aufnahmemenge von 38,7 kg/m<sup>3</sup>.

Die Ungleichförmigkeit der Zementaufnahmen bei besonders hohen Einzelaufnahmen (z.B. 3400 kg/m) ist als ein Beweis dafür zu werten, dass der Beton über beträchtliche Hohlräume verfügt. Solche Hohlräume befinden sich nicht nur in der Caissonfundation, sondern auch oberhalb der Caissons. Es war möglich, schon mit einem geringen Verpressdruck örtlich sehr grosse Zementmengen zu injizieren. Dies ist ein Beweis für die grundsätzliche Verpressfähigkeit.

Kontrollbohrungen, welche im Zuge einer späteren Bohrkampagne durchgeführt wurden, haben jedoch gezeigt, dass die Fundationen der Pfeiler IV und V auch nach den Injektionen noch über ein beträchtliches Hohlraumvolumen verfügen. Dies kann nur scheinbar den Eindruck vermitteln, die Injektionen hätten wenig Erfolg erreicht. Die Beurteilung ist genau umgekehrt: Wenn einerseits die grossen Zementaufnahmen die grundsätzliche Verpressfähigkeit des Betons bestätigen, der Beton andererseits aber auch nachher noch unverpresste Kiesnester aufweist, so ist dies als Beweis dafür anzusehen, dass das Injektionsprogramm unterdimensioniert war.

## 4. Projekt der Injektionsmassnahmen

### 4.1 Zielsetzung für die Planung

Aus den Voruntersuchungen wurde deutlich, dass die Fundation der Wehrpfeiler über zum Teil grosse Hohlräume verfügt, welche als Kavernen oder als horizontale Lagen von Kiesnestern vorliegen. Diese Hohlräume entstanden durch die damalige Art der Bautechnik und/oder durch das Herauslösen von Betonbindemittel als Folge einer erhöhten Wasserzirkulation. Im Bereich der Fundation der Pfeiler bedeuten diese Fehlstellen eine Schwächung der Struktur in bezug auf die Sicherheit gegen Gleiten wie auch gegenüber den Beanspruchungen eines Erbebens. Die Beanspruchung des Pfeilerunterbaus auf Druck ist relativ gering, deshalb ist die Druckfestigkeit des Betons im sanierten Zustand von untergeordneter Wichtigkeit. Für die Sicherheit des Pfeilers gegenüber Abgleiten ins Unterwasser hingegen bedeuten Kavernen und Kieslagen im Fundationsbeton eine erhebliche Schwächung des Querschnittes. Das Ziel der Injektionen der Pfeilerfundationen besteht darin, diese Kavernen mit Injektionsgut zu verfüllen und die Kieslagen einerseits zu verfestigen und andererseits die Durchlässigkeit dieser Schichten stark zu reduzieren. Die Betonstruktur der Fundation sollte also in bezug auf ihre Wasserdurchlässigkeit homogenisiert werden, auf jenes Mass der Durchlässigkeit, welches dem des «intakten» Stampfbetons entspricht. Die gewünschte Durchlässigkeit des sanierten Betons sollte dabei bei ca.  $k=1,0 \cdot 10^{-7}$  m/s liegen.

Im Untergrund sollte lediglich die Kontaktzone zwischen Fundation und Fels mittels Injektionen behandelt werden, um oberflächennahe Auflockerungsklüfte zu verfüllen und um die Kontaktfuge sicher zu schliessen. Wie die Abpress- und Probeinjektionsversuche zeigten, ist das kluftarme Gestein nicht injizierbar. Eine Herstellung eines

Injektionsschleiers im herkömmlichen Sinne ist unter den gegebenen geologischen Bedingungen nicht möglich. Die Mergel, aber auch die Sandsteine, welche hier zum Teil als schlecht zementierter Feinsand vorliegen, sind durch Zement- oder Feinstzementinjektionen nicht zu behandeln. Mit vertretbaren Kosten ist deshalb die Erstellung eines Dichtungsschleiers zur Reduktion der Auftriebsdrücke nicht durchzuführen. Die Durchlässigkeit der Kontaktzone Beton-Untergrund sollte deshalb nur homogenisiert werden. Die gewünschte Durchlässigkeit der sanierten Felsfundation sollte dabei bei ca.  $k=1,0 \cdot 10^{-6}$  m/s liegen. Dies entspricht der Durchlässigkeit des ungeklüfteten Sandsteins.

### 4.2 Modell der Hohlräume, Hohlraumverteilung

Bei der Auslegung eines Injektionskonzeptes ist das postulierte Modell der Hohlräume sowie der Hohlraumverteilung von zentraler Bedeutung. Im vorliegenden Fall einer Betonstruktursanierung und einer Sanierung einer Kontaktzone zwischen Struktur und Fels sind dabei folgende Fragen abzuklären:

- Kiesnesteil von hydraulisch nicht oder schlecht kommunizierenden Kiesnestern;
- horizontale Ausdehnung von Kiesnestlagen;
- Auftretenshäufigkeit der Kiesnestlagen in vertikaler Richtung;
- gesamter und durch Injektionen verfüllbarer Porenanteil im «intakten» Beton;
- Porenanteil des «intakten» Betons im Caisson und im Pfeilerunterbau;
- Verteilung und Mächtigkeit von Hohlräumen oder Kavernen unterhalb des Caissondeckels;
- Hohlraumanteil in der Kontaktzone;
- Durchlässigkeitsverhältnisse der oben genannten Hohlraumtypen.

Die oben gestellten Fragen können nur zum Teil durch Voruntersuchungen mit vernünftigem Aufwand abgeklärt werden. Die Typen von Hohlräumen können durch Kernbohrungen erkundet werden; die Durchlässigkeit dieser Hohlräume durch hydraulische Versuche, z.B. WD-Tests. Schon bei der Erfassung des Porenanteils des intakten Betons stösst man auf die Schwierigkeit, dass in sehr schlecht zementiertem In-situ-Beton die Bohrkerne meist zerfallen. Eine Bestimmung des Porenanteils ist deshalb generell nur an guten Kernen durchführbar.

Die geometrische Verteilung von Kiesnestlagen, Hohlräumen oder Kavernen ist durch Bohrungen schlecht quantifizierbar, analog der Vorhersage von Karstkavernen. Das postulierte Modell der gesamten Hohlraumverteilung sollte deshalb während der Ausführung der Injektionen laufend überprüft werden. Treten neue Erkenntnisse auf, so



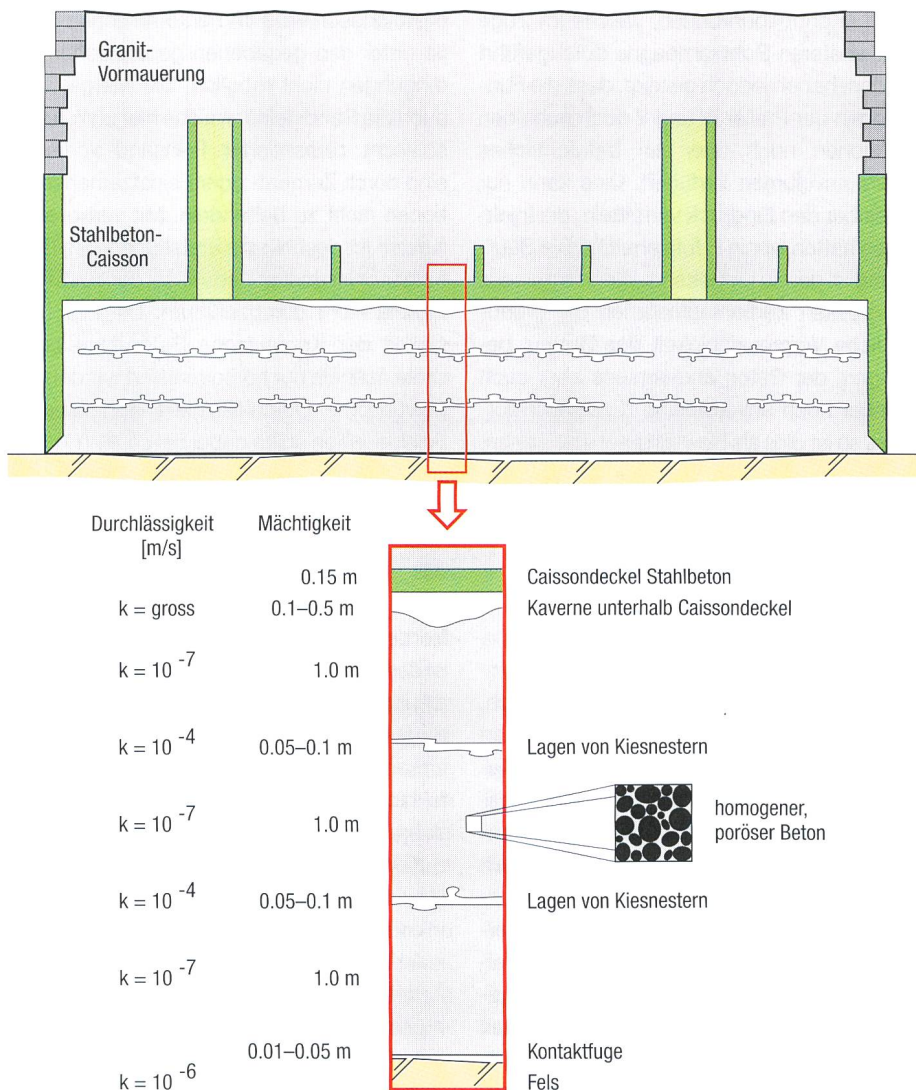


Bild 4.1. Modell der Hohlräume in der Fundament der Wehrpfeiler.

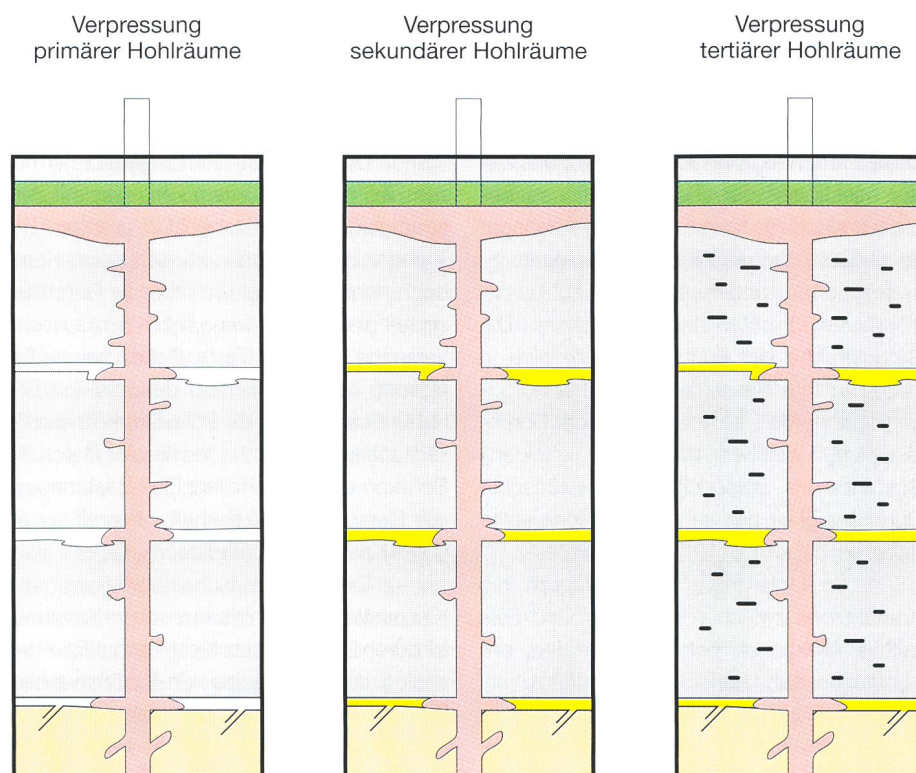


Bild 4.2. Schematische Darstellung des Verpressvorganges.

sollte das Injektionsprogramm entsprechend diesen Erkenntnissen angepasst werden.

Im Falle der Injektionen der Fundamente der Pfeiler des Stauwehres Eglisau wurde von einem Hohlraummodell ausgegangen, welches im Bild 4.1 dargestellt ist.

Unterhalb der Caissondecke befindet sich eine Kaverne mit einer Mächtigkeit von ca. 0,1 bis 0,5 m. Es ist anzunehmen, dass diese Kaverne im Bereich der ehemaligen Druckluftschleusen durch Stampfbeton verfüllt ist. Die Kaverne nimmt an Mächtigkeit zu, je weiter die Distanz zu dieser ist. Die Durchlässigkeit dieser Kaverne ist sehr gross. Sie ist mit Wasser gefüllt und steht unter einem Druckpotential, welches nahe demjenigen des Oberwasserspiegels liegt. Da der Caisson selbst als dicht zu betrachten ist, ist der Hohlraum unmittelbar unterhalb des Caissondeckels als gespannt zu betrachten. Durch die Injektion einer Suspension in diesen Hohlraum ohne die Anordnung von Entlastungsbohrungen besteht die Möglichkeit, dass sich der Injektionsdruck auf den gesamten Caissondeckel ausbreiten kann. Dies kann aus Gründen der Gleitsicherheit des Pfeilers nicht toleriert werden.

Der Füllbeton des Caissons weist Lagen von Kiesnestern auf, welche in vertikalen Abständen von ca. 1 m auftreten. In diesen Lagen, von denen angenommen werden muss, dass sie sich über den gesamten Caissongrundriss erstrecken, fehlt der Bindemittelanteil weitgehend. Es liegt also ein «Lockergestein» vor, in Form eines schlecht abgestuften Kieses. Die Zuschlagstoffe der Kiesfraktion sind sehr gross (z. T. 5 bis 10 cm). Da der gewonnene Wandkies für den Betonzuschlag im Falle des Caissonbetons nicht gewaschen wurde, ist auch mit sandigen Partien zu rechnen. Die Durchlässigkeit der Kieslagen dürfte in der Grössenordnung von  $10^{-4}$  m/s liegen. Die Lagen sind ebenfalls gesättigt und als gespannte Aquifere anzusehen. Ein «jacking» dieser Lagen als Folge von Injektionen mit zu hohen Drücken ist sehr wahrscheinlich.

Der «intakte» Füllbeton des Caissons ist in sich sehr heterogen zusammengesetzt. Die Grösse der Zuschlagstoffe variiert stark, ebenso der Gehalt an Bindemittel. Der Anteil an verfügbaren Poren wurde auf ca. 25% geschätzt. Auch beim intakten Beton dürfte die Verteilung der Poren sehr heterogen sein, indem in Bereichen von schlecht abgestuften Zuschlagstoffen ein wesentlich höherer Hohlraumgehalt vorhanden ist als in Bereichen gut abgestufter Zuschlagstoffe. Die Durchlässigkeit des intakten Betons dürfte bei ca.  $10^{-7}$  m/s liegen.

Wegen der sehr heterogenen Verteilung der Hohlräume muss der Injektionsablauf in verschiedenen Phasen durchgeführt



werden. Bei Injektionen von primären Bohrungen werden zuerst die grossen Hohlräume und Kavernen verpresst. Beim Verpressen von sekundären Bohrungen werden die horizontalen Kiesnestlagen verfüllt, und mit tertiären Bohrungen werden die Poren des intakten Betons behandelt. Im Bild 4.2 sind diese drei Phasen und die entsprechenden injizierten Bereiche schematisch dargestellt.

### 4.3 Bohrlochanordnung

Im Fundamentbereich der Wehrpfeiler und der Wehrsohle wurden folgende Bauteile unterschieden:

- Pfeilercaisson inkl. Kontaktzone;
- Pfeilerunterbau, oberhalb des Caissons bis zur Wehrschwelle;
- Caissonfundation des OW-Dammbalkens;
- Wehrsohle im Bereich der Schützenschwelle.

Für die oben erwähnten Bauteile wurde je ein eigener Bohrlochrastrer gewählt.

Die Reihe 1 wurde unmittelbar hinter dem OW-Dammbalken angeordnet. Im ursprünglichen Konzept war ein Bohrlochabstand von 1,5 m vorgesehen (Reihe 1A). Aus diesen Bohrungen sollte der Füllbeton des OW-Dammbalkencaissons injiziert werden. Die Bohrungen sind senkrecht und haben eine Länge von ca. 10 m, d. h. sie reichen etwa 1 bis 2 m in den Fels. Das ursprüngliche Konzept musste erweitert werden, da während der Behandlung des ersten Wehrfeldes deutlich wurde, dass die Anzahl Bohrungen nicht ausreichend war. Vor allem der oberwasserseitige Bereich des Dammbalkencaissons war durch die Injektionen der Reihe 1A ungenügend verfüllt. Dies rührte daher, dass das im Caisson vorhandene Wasser, welches vom Stauraum her mit einem Druck von 1,3 bar eindrang, die Injektionssuspension gegen das Unterwasser verdrängte. Bei der weiteren Behandlung wurde die Reihe 1A durch eine versetzt angeordnete Reihe 1B erweitert. Die Reihe 1B ist Richtung Oberwasser orientiert und weist eine Neigung von 75° zur Horizontalen auf.

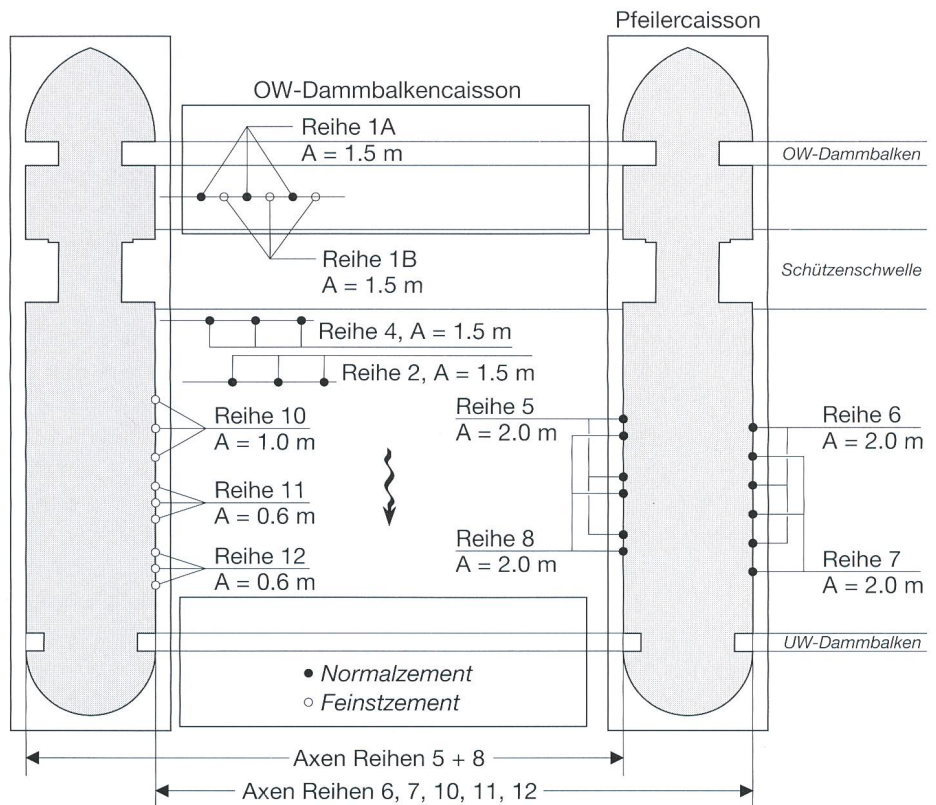


Bild 4.3. Grundriss einer Wehröffnung und Anordnung der Injektionsreihen.

ser orientiert und weist eine Neigung von 75° zur Horizontalen auf.

Die Reihen 2 und 4 sind hinter der Schützenschwelle angeordnet. Zweck dieser Reihen ist, im Bereich der Schütze eine dichte Zone quer zum Stauraum zu schaffen («Dichtungsschleier»). Beide Reihen erfassen den Bereich der Wehröffnung, aber setzen sich auch unter der Caissonfundation fort. Die Bohrungen der Reihe 2 besitzen einen gegenseitigen Abstand von 1,5 m und sind gegen die schweizerische Seite orientiert. Sie weisen eine Neigung von 60° auf. Die Reihe 4 ist analog der Reihe 2 aufgebaut, sie ist jedoch in Richtung deutsches Ufer orientiert, bei gleicher Neigung. Ursprünglich war zwischen

den Reihen 2 und 4 noch eine Reihe 3 vorgesehen. Aus den Injektionsresultaten des ersten Wehrfeldes konnte geschlossen werden, dass zwei Reihen ausreichend sind.

Die Länge der Bohrungen der Reihen 2 und 4 ist ca. 15 m im Bereich der Caissonfundation. Im Wehrfeldbereich wurden die Längen von ursprünglich 15 m auf ca. 5 bis 7 m verkürzt. Der Grund für diese Anpassung liegt darin, dass nach der Injektion des ersten Wehrfeldes ersichtlich wurde, dass der Fels keine grösseren Auflockerungsklüfte besitzt. Die Zementaufnahmen im Fels waren so gering, dass die Bohrungen der Reihen 2 und 4 nur noch ca. 1 m in den anstehenden Fels abgeteuft wurden.

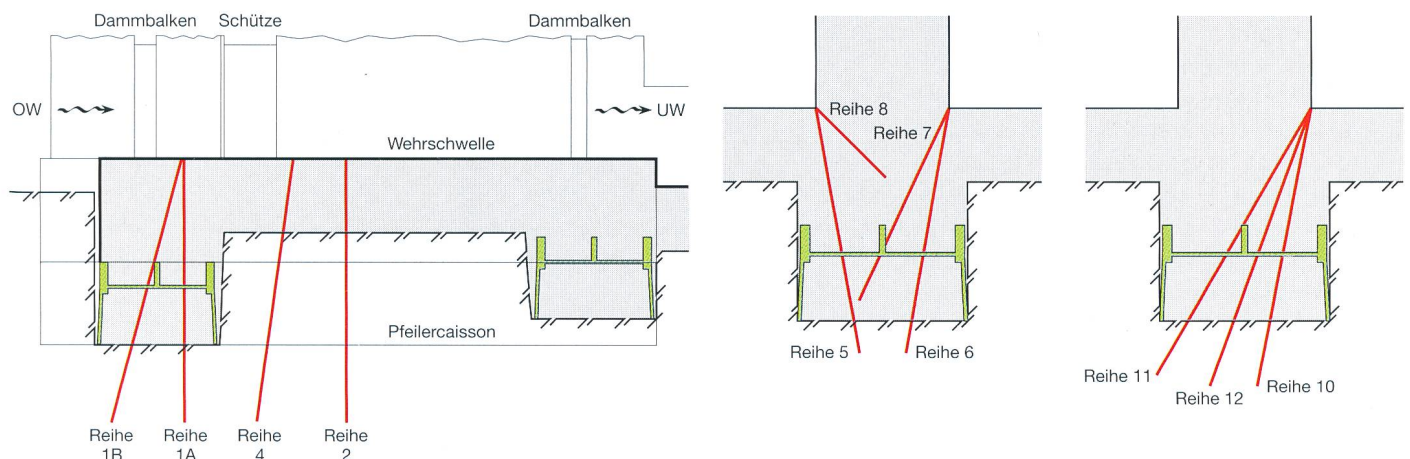


Bild 4.4, links. Längsschnitt durch Wehrpfeiler mit Injektionsreihen 1, 2 und 4. Bild 4.5, rechts. Querschnitt durch Pfeiler und Injektionsreihen 5, 6, 7, 8, 10, 11 und 12.



Die Reihen 5, 6, 7 und 8 dienen zur Injektion des Pfeilercaissons. Sie weisen einen gegenseitigen Abstand von 2 m auf und sind versetzt angeordnet mit verschiedenen Neigungen und Orientierungen. Die Anordnung ist so ausgelegt, dass im Caissonbereich, aber auch im Pfeilerunterbau ein räumlicher Bohrlochabstand in einer horizontalen Ebene von ca. 1,5 m vorliegt. Die Erfahrungen aus den Ergebnissen der Injektionen des ersten Pfeilercaissons haben gezeigt, dass zur Verfüllung der tertiären Hohlräume noch weitere Bohrungen notwendig sind.

Die Reihen 10, 11 und 12 dienen zur Verfüllung der tertiären Hohlräume, d.h. des Porenraumes des «intakten» Betons. Die Bohrungen weisen gegenseitige Abstände von 0,6 bis 1,0 m auf.

#### 4.4 Verpressschema

Da die einzelnen Bauwerkskörper für den Injektionsvorgang als unabhängig angesehen werden können, d.h. eine Beeinflussung der Injektionen von einem Bauwerksteil auf den anderen nicht wahrscheinlich ist, konnte in diesen Bauwerkskörpern parallel gearbeitet werden. Damit konnte der Injektionsfirma eine relativ grosse Angriffsfläche zur Verfügung gestellt werden. Die Arbeitsabläufe für das Bohren und Injizieren konnten so besser optimiert werden.

Die Verpressschemen für die einzelnen Bauwerkskörper wurden wie folgt festgelegt, und erfuhren während der Ausführung keine Veränderung.

#### OW-Dambalkencaisson

Die Reihe 1A wurde zuerst abgebohrt und verpresst. Dabei wurde in zwei versetzten Serien vorgegangen. In der ersten Serie wurde jedes zweite Loch der Reihe 1A abgebohrt, dies ergibt einen gegenseitigen Abstand der Bohrungen von 3 m. In der zweiten Serie wurden dann die dazwischenliegenden Bohrungen behandelt (Bohrabstand 3 m). Verpresst wurde von oben nach unten, mit dem Überbohren der oberen Stufe. Dieser Vorgang wurde gewählt, um einerseits im oberflächennahen Bereich ein «Auflager» für die tiefer gelegenen Injektionen zu erreichen, und andererseits war dieses Vorgehen notwendig, da im oberen Bereich die Bohrlöcher instabil waren. Die Verpressstufen weisen eine Länge von 5 m auf. Injiziert wurde mit einem mechanischen Endpacker am Bohrlöchermund.

Die Reihe 1B wurde analog der Reihe 1A verpresst, jedoch erst, nachdem die Reihe 1A abgeschlossen war.

#### Wehröffnung und Schützenschwelle

Als erstes wurde die Reihe 2 abgebohrt, und zwar in zwei versetzten Serien mit Bohrloch-

abständen von je 3 m. Verpresst wurde von oben nach unten in Verpressintervallen von je 5 m. Durch die Fertigstellung der Reihen 1 und 2 war der Bereich der Schütze gegen das Oberwasser und das Unterwasser abgedichtet. Es folgte die Injektion der Reihe 4, welche unmittelbar neben der Schützenschwelle angeordnet ist. Der Ablauf der Injektionen ist analog der Reihe 2.

#### Pfeilercaisson und Pfeilerunterbau

Die Reihenfolge der Injektionen im Caisson und im Unterbau folgte der Überlegung: Verpressen von aussen nach innen. So wurden zuerst die Reihen 5 und 6 verpresst, und zwar von oben nach unten und in zwei versetzten Serien. Die Verpressintervalle wiesen eine Länge von 5 m auf. Nach Fertigstellung der Reihen 5 und 6 wurde die Reihe 7 analog verpresst. Als letztes wurde die Reihe 8 einstufig und in zwei Serien verpresst.

Mit der oberen Stufe der Reihen 5, 6 und 7 wurde der Unterbau des Pfeilers behandelt. Die Bohrungen reichten jedoch bis ca. 1 m in den Caisson hinein, durchörterten also den Caissondeckel und die darunterliegenden grossen Hohlräume und Kavernen. Mit den ersten Serien der beiden Reihen konnten diese Hohlräume verfüllt werden. Die zweiten Serien dienten dann zur Verpressung der sekundären Hohlräume, also der Kiesnestlagen. Die Ergebnisse der Injektionen beim ersten Pfeiler zeigten, dass die Poren des intakten Betons mit den ursprünglich vorgesehenen Reihen nur unzureichend behandelt werden konnten.

Es wurden deshalb zusätzlich noch drei Reihen angeordnet (Reihen 10, 11 und 12).

Die Reihen 10, 11 und 12 wurden von oben nach unten verpresst, mit Intervalllängen von 5 m. Die Reihen wurden in der Reihenfolge 10-11-12 injiziert, d.h. ebenfalls von aussen nach innen. Jede Reihe wurde in zwei Serien verpresst.

#### 4.5 Injektionsmischung, Injektionsdruck

Die Zusammensetzung der Suspensionen bestand aus Zement, Wasser, Bentonit und vereinzelt aus Tricosal. Die Suspensionen wurden der Durchlässigkeit des zu injizierenden Mediums angepasst. Die Durchlässigkeit wurde in jeder Bohrung durch vorgängige WD-Versuche bestimmt. War die Durchlässigkeit sehr gross, d.h. im Bereich von Kavernen, Hohlräumen oder durchlässigen Kiesnestlagen kam eine Suspension mit W/Z (Z=Feststoff) von 1,0 und 2% nicht vorgequollenem Bentonit (bei allen Suspensionenrezepturen) zur Anwendung. Konnte mit dieser Suspension kein Druckaufbau erreicht werden, wurde der W/Z-Wert in Stufen auf 0,8 reduziert. Bei der Verpressung von schlecht durchlässigen Kieslagen wurde mit einem W/Z-Faktor von 1,0 bis 1,5 begonnen. Die Verpressung von relativ undurchlässigem Beton wurde mit einem W/Z-Wert von 2,0 durchgeführt. Für die Verpressung der primären und sekundären Hohlräume kam ein Zement mit einer spezifischen Oberfläche von 7400 cm<sup>2</sup>/g zur Anwendung. Die tertiären Hohlräume wurden mit Feinstzement mit einer spezifischen Oberfläche von 12000 cm<sup>2</sup>/g behandelt. Der Einsatz von Tricosal als Verflüssiger zeigte keine nennenswerte Verbesserung der Eindringung des Injektionsgutes in den Beton.

Reihe	Stufe	Max. Druck	Max. Menge pro Stufe	W/Z-Wert Beginn	W/Z-Wert Ende
Nr.	(m)	(bar)	(Liter)	(-)	(-)
1A	0 – 5	2	500	1,0	0,8
1A	5 – 10	5	500	1,0	0,8
1B	0 – 5	2	500	1,5	0,8
1B	5 – 10	5	500	1,5	0,8
2	0 – 5; 10 – 15	2; 5	500	1,5	0,8
4	0 – 5; 10 – 15	2; 5	500	1,5	0,8
5	0 – 5; 10 – 15	2; 5	500	1,5	0,8
6	0 – 5; 10 – 15	2; 5	500	1,5	0,8
7	0 – 5; 10 – 15	2; 5	500	1,5	0,8
8	0 – 5; 10 – 15	2; 5	500	1,5	0,8
10	0 – 5; 10 – 15	6	500	2,0	1,0
11	0 – 5; 10 – 15	6	500	2,0	1,0
12	0 – 5; 10 – 15	6	500	2,0	1,0

Tabelle B.



Die Injektionsdrücke wurden sehr tief angesetzt. Grund dafür war das Risiko, in den Foundationen der Pfeiler grossflächig den Auftrieb zu erhöhen. Die Foundationen stehen unter einem Auftriebsdruck, der in etwa dem Oberwasserspiegel entspricht. Die Nachrechnung der Gleitsicherheit zeigte, dass unter diesen Druckverhältnissen der Pfeiler eine unzureichende Sicherheit bezüglich Gleiten aufweist. Eine zusätzliche Erhöhung der Auftriebe durch eine unkontrollierte Ausbreitung des Injektionsdruckes war unter allen Umständen zu vermeiden. Da unterhalb des Caissondekels grosse, hydraulisch kommunizierende Hohlräume vorhanden waren, konnte nur ein Injektionsdruck von maximal 2 bar zugelassen werden. Als zusätzliche Sicherheitsmassnahme wurden Drainagebohrungen angeordnet, um eine Ausbreitung des Injektionsdruckes auf die gesamte Foundationsfläche zu verhindern.

Die Tabelle B gibt Auskunft über die Abbruchkriterien für den Injektionsvorgang.

#### 4.6 Injektionskontrollen

Die Kontrollen der Injektionen wurden vor Ort laufend durchgeführt. Die Suspension wurde auf Dekantation, Dichte und Fließwert hin untersucht. Dabei zeigte sich sehr schnell, dass die automatische Mischstation eine sehr konstante und gute Qualität der Suspension lieferte. Die Kontrollen bezüglich Mischgut wurden danach nur noch stichprobenweise durchgeführt.

Der Injektionserfolg im Bauwerk wurde durch ausgedehnte WD-Versuche und Laborversuche an Kontrollkernen kontrolliert. WD-Versuche wurden bei jeder Bohrung und jeder Verpressstufe vor und nach der Injektion durchgeführt. Die Injektionen wurden so lange fortgesetzt, bis die WD-Versuche in den Kontrollbohrungen Werte von weniger als 5 Lu-geon zeigten.

#### 5. Injektionsanlage und Installationen

Bei der Wahl der Injektionsanlage und der allgemeinen Installationen für die Injektionen – das heisst bei der Auswahl der Injektionsfirma – wurde von den NOK darauf geachtet, dass einerseits die Gewähr besteht, dass die vorgeschriebenen Injektionsdrücke mit grosser Wahrscheinlichkeit eingehalten werden und andererseits die Herstellung der verschiedenen Mischungen einheitlich geschieht. Es sollte jederzeit und ohne grossen Aufwand möglich sein, verschiedene Mischungen gleichzeitig zu verpressen. Eine weitere Randbedingung bestand darin, dass der Verlust an überflüssigem Injektionsgut im Arbeitsbereich minimiert wird, damit eine Verschmutzung des Rheins ausgeschlossen werden konnte. Beim

Spülen der Injektionsleitungen sollte das Injektionsgut möglichst wieder zur Aufbereitungsstation zurückfliessen. Zur Erleichterung der bauseitigen Kontrollen sollten sämtliche anfallenden Injektionsdaten wie Verpressdruck, Injektionsmenge, Anteil Zement und Bentonit, Injektionsrate und Injektionszeit automatisch, laufend und elektronisch (auf Diskette) erfasst werden. Als äussere Randbedingung für die Wahl des Layouts der Injektionsanlage kam dazu, dass die Anlage möglichst auf dem gleichen Niveau wie der Bohrlochmund angeordnet werden sollte.

Die oben erwähnten Randbedingungen und Forderungen der Bauherrschaft führten zur Wahl einer zentralen vollautomatischen Injektionszentrale, welche ca. 250 m vom Wehr entfernt im Bereich des Vorbekens des Maschinenhauses angeordnet war. Die Injektionsbaustelle wurde mit einem System von Ringleitungen erschlossen. Die Arbeiten werden von der Firma Strabag aus Köln durchgeführt. Das Layout der Injektionsinstallation ist aus dem Bild 5.1 ersichtlich.

#### 6. Resultate der Injektionen

Als repräsentatives Beispiel für die Resultate der Injektionen werden im weiteren Verlauf die Ergebnisse der Injektionen in der Foundation und im Unterbau des Wehrpfeilers III diskutiert. Die beiden Bauwerkskörper Caissonfoundation und Pfeilerunterbau werden dabei getrennt betrachtet.

#### 6.1 Injektionen im Pfeilercaisson Pfeiler III

Bei der Auswertung der Zementaufnahmen in der Caissonfoundation wurden die Zementaufnahmen der 2. Stufe, d. h. im Bohrlochbereich 5 bis 10 m verglichen. Dabei wurde angenommen – aus Mangel an genaueren Angaben –, dass sich die Verpressmenge an Feststoff gleichmässig auf das Injektionsintervall verteilt. Eine Wahl eines noch kleineren Verpressintervalls war aus wirtschaftlichen Gründen nicht denkbar.

Die pro Bohrlochstufe verpresste Feststoffmenge wurde für jede Bohrung einzeln bestimmt und der jeweiligen Bohrung zugeordnet. Um eine Aussage über den Injektionserfolg machen zu können, wurden die Bohrungen mit Normalzement von den Bohrungen mit Feinstzement getrennt. Die Bohrungen der Reihen 5, 6, 7 und 8, welche mit Normalzement verpresst wurden, sollten die primären und sekundären Hohlräume schliessen. Die Bohrungen der Reihen 10, 11 und 12 dienten zur Verfüllung der tertiären Hohlräume, also der Betonporen.

Als erste Auswertung wurden die Zementaufnahmen als Funktion des Verpressdatums aufgetragen. Ist der Bohrlochrastrer dicht genug gewählt und wird in Serien gearbeitet, was einer geometrischen Verdichtung der Bohrungen innerhalb einer Reihe entspricht, so sollte die Zementaufnahme mit zunehmendem Verpressdatum abnehmen. Das

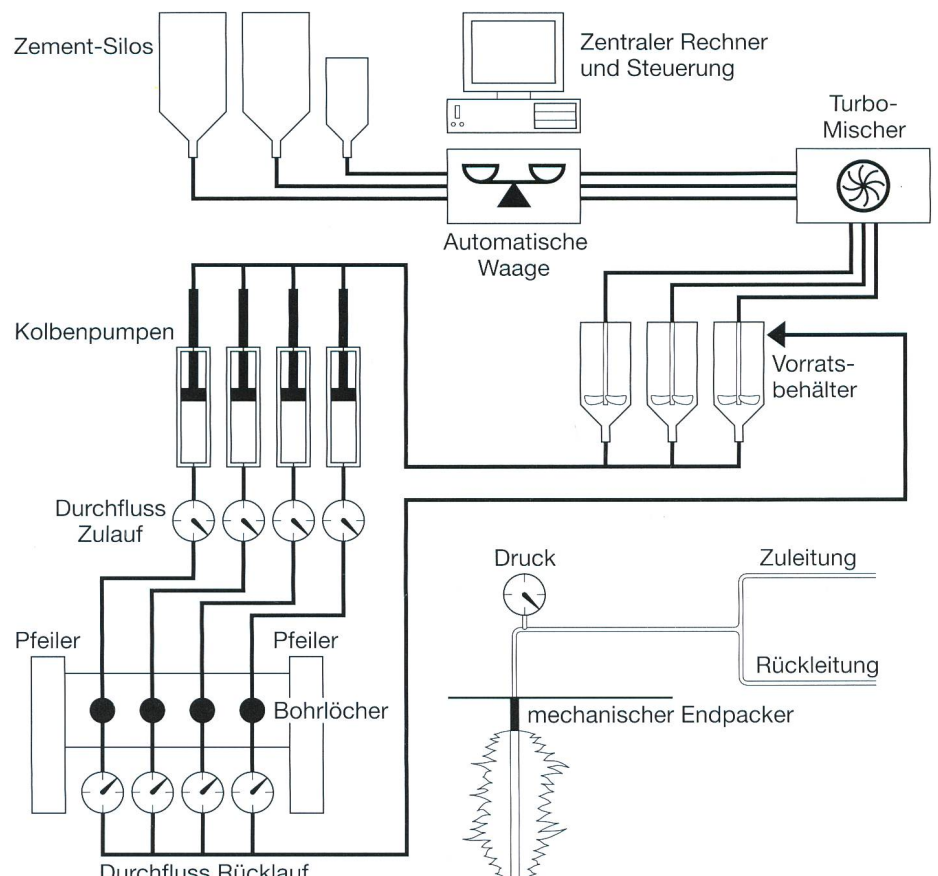
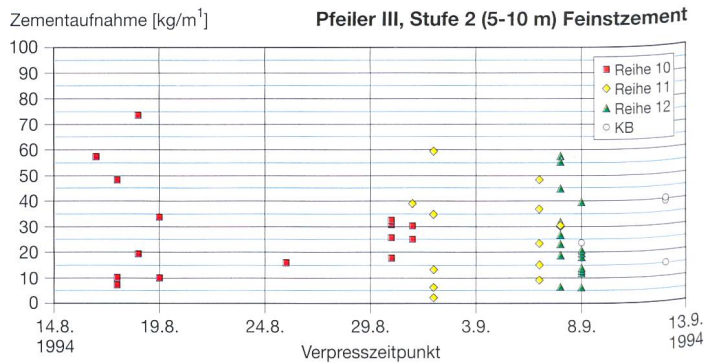
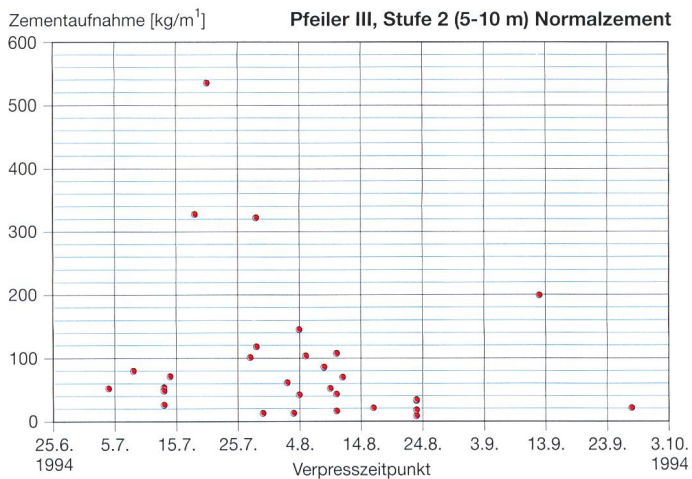
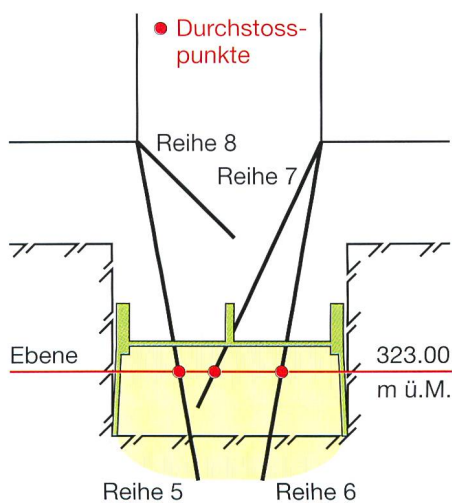


Bild 5.1. Schematischer Layout der Injektionsinstallationen.





**Bild 6.1. Zementaufnahmen (in  $\text{kg/m}^3$ ) als Funktion des Verpressdatums. Bild 6.2. Zementaufnahmen in den Reihen 10, 11 und 12 sowie der Kernbohrungen.**



**Bild 6.3. Definition der Durchstosspunkte.**

Bild 6.1 zeigt die verpresste Feststoffmenge in  $\text{kg/m}^3$  als Funktion der Zeit.

Deutlich zu erkennen ist die Abnahme der Injektionsmenge bei fortschreitendem Injektionsdatum. Diese einfache Darstellung ist ein erster wichtiger Hinweis auf die Wirksamkeit der Injektionen. Die Nachführung die-

ser Injektionsdaten ist relativ einfach mittels Spreadsheets zu machen und erlaubt eine schnelle Auswertung der Injektionsergebnisse. Über die örtliche Verteilung der Zementaufnahmen sagt diese Auswertung jedoch nichts aus.

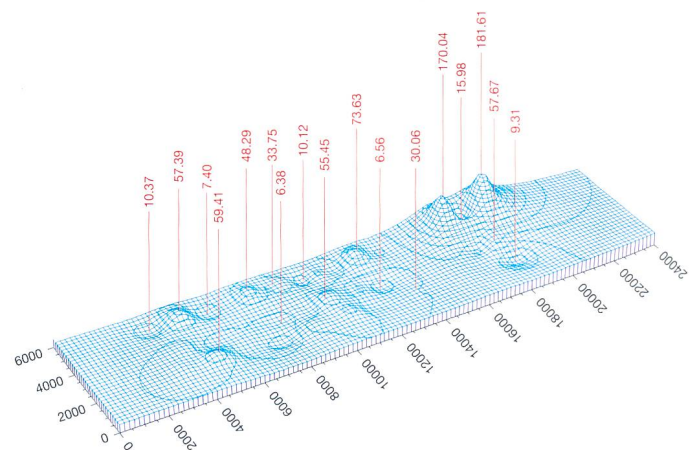
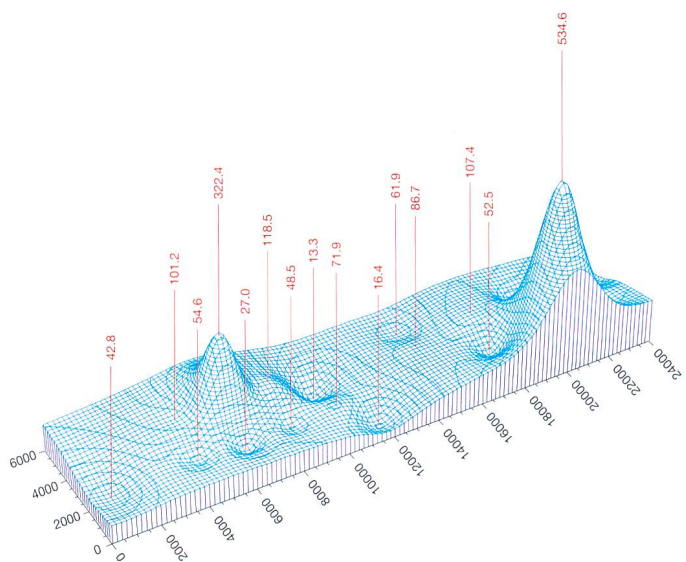
Bild 6.2 zeigt die analoge Darstellung für die Injektionen mit Feinstzement.

Die Aufnahmen an Feinstzement sind deutlich geringer als die Aufnahmen an Normalzement. Liegen die Aufnahmen von Normalzement noch bei 150 bis 550  $\text{kg/m}^3$ , so nimmt der Fundationsbeton noch maximal 60 bis 70  $\text{kg/m}^3$  Feinstzement auf. Auch in Bild 6.2 ist eine Abnahme der Zementaufnahmen deutlich zu erkennen. In jeder neuen Reihe wird weniger Zement aufgenommen. Die Aufnahmen bei den am Schluss durchgeführten Kernbohrungen liegt noch bei 10 bis 40  $\text{kg/m}^3$ .

Um eine Information über die räumliche Verteilung der Zementaufnahmen zu erhalten, wurde ein horizontaler Schnitt durch den Caisson auf einer Kote von ca. 323,5 m ü.M. betrachtet. Die Injektionsmenge pro Bohrloch und Stufe wurde auf den Durch-

stosspunkt der Bohrung mit oben beschriebener Ebene bezogen. Bild 6.3 zeigt schematisch die Ermittlung der Durchstosspunkte.

Im Bild 6.4 sind die Normalzementaufnahmen als Isohypsen, d.h. Kurven gleicher Aufnahme, als dreidimensionale Fläche dargestellt. Das Rechteck beschreibt den Grundriss des Wehrpfeilercaissons. Die linke untere Ecke des Rechtecks ist die unterwasserseitige, schweizerseitige Ecke des Caissons. Der Blickwinkel ist demzufolge von der schweizerischen Seite leicht vom Unterwasser her gesehen. Die Achsenbeschriftungen entsprechen Millimetern. Bei dem X-Wert 3000 befinden sich der UW-Dammbalken, 19000 entspricht der Lage des OW-Dammbalkens und 15500 entspricht der Lage der Schützenschwelle. Die senkrechten Striche geben die Lage der Durchstosspunkte an, wo auch die Zementaufnahme angegeben ist. Deutlich zu erkennen sind die unterschiedlichen Zementaufnahmen. Die grösste Zementaufnahme von 534  $\text{kg/m}^3$  wurde auf der schweizerischen Seite des Pfeilers im Bereich des OW-Dammbalkens verzeichnet. In



**Bild 6.4, links. Aufnahmen von Normalzement in der Caissonfundation. Bild 6.5, oben. Aufnahmen von Feinstzement in der Caissonfundation.**



diesem Bereich ist die Auslösung von Bindemittel aus dem Zement am wahrscheinlichsten, da hier die Wasserströmungen im Beton am grössten sein dürften. Ebenfalls deutlich zu erkennen ist, dass, nachdem diese Bohrung verpresst wurde, die Nachbarbohrungen kaum noch Aufnahmen an Zement zeigten. Das gleiche gilt für die Bohrung auf der deutschen Seite des Pfeilers im Bereich des UW-Damm balkens. Neben diesen zwei Bohrungen mit grosser Aufnahme liegen die Aufnahmen im mittleren Teil der Fundation bei ca. 60 bis 80 kg/m<sup>3</sup>. Diese Aufnahmen sind relativ gering. Nach der Verteilung der Aufnahmen an Normalzement kann geschlossen werden, dass die grösseren Hohlräume geschlossen sind.

Im Bild 6.5 ist die analoge Auswertung für die Aufnahme von Feinstzement dargestellt. Die Aufnahmen sind hier wesentlich geringer. Aber auch hier sind die Aufnahmen im Bereich des OW-Damm balkens am grössten. Gut erkennbar ist, dass im UW-seitigen Caissonbereich immer die übernächste Bohrung einer Reihe höhere Aufnahmen hat als die dazwischenliegenden Bohrungen. Dies ist ein eindrücklicher Beweis für die Abnahme der Injektionsmenge pro Loch beim serienweisen Vorgehen der Injektionen. Die mittleren Aufnahmen liegen bei 30 kg/m<sup>3</sup>. Zieht man von dieser Grösse noch die Menge an Zement ab, welche für die Bohrlochverfüllung selbst benötigt wird (ca. 10 kg/m<sup>3</sup>), so bleibt für die Verfüllung der Poren noch eine Menge Zement von 20 kg/m<sup>3</sup>. Diese sehr geringe Menge darf nicht darüber hinweg täuschen, dass die Aufnahmen im Bohrloch stellenweise wesentlich höher liegen.

## 6.2 WD-Ergebnisse im Caissonbereich des Pfeilers III

Im Bild 6.6 sind die ermittelten WD-Werte (Lugeon) als Funktion des Versuchsdatums dargestellt. Die WD-Versuche wurden in einem Intervall von 2,18 m in verschiedenen Tiefen innerhalb der Caissonfundation durchgeführt. Die mit einem Quadrat dargestellten Werte sind die Versuche vor den Injektionen. Sie liegen im Mittel bei etwa 40 Lugeon, erreichen aber z. T. noch Werte von 80 Lugeon. Diese Werte entsprechen einer Durchlässigkeit von ca. 10<sup>-6</sup> m/s. Grosse Hohlräume weisen wesentlich grössere Lugeonwerte auf, so dass aus den Ergebnissen geschlossen werden muss, dass im Pfeiler III vor den Injektionen nur sekundäre und tertiäre Hohlräume vorhanden sein können. Dies wurde auch durch die Zementaufnahmen im Grunde bestätigt.

Die WD-Ergebnisse nach der Injektion der Reihen 5, 6, 7 und 8 sind mit Kreisen markiert. Die Werte sind nicht wesentlich geringer als vor der Injektion, nehmen jedoch

mit zunehmender Zeit deutlich ab. Es muss anhand dieser Betrachtung deshalb immer noch damit gerechnet werden, dass nach der Injektion der sekundären Hohlräume eine noch beträchtliche Restdurchlässigkeit vorhanden ist, welche an die tertiären Hohlräume gebunden ist.

Im Bild 6.7 sind die WD-Ergebnisse nach erfolgter Injektion mit Feinstzement dargestellt. Im Vergleich zu den Ergebnissen nach der Injektion der sekundären Hohlräume

sind die gemessenen Lugeonwerte nach allen Injektionen wesentlich geringer. Die Werte liegen im Mittel unter 5 Lugeon, und es sind keine Ausreisser nach oben gemessen worden. Dies zeigt den guten Erfolg der Injektionen mit Feinstzement. Erst die Feinstzementinjektionen verringern merklich die Durchlässigkeit des Caissonbetons, obwohl die Injektionsmenge relativ gering war. Aus dieser Tatsache wird ersichtlich, dass der planende Ingenieur sich nicht nur von der in-

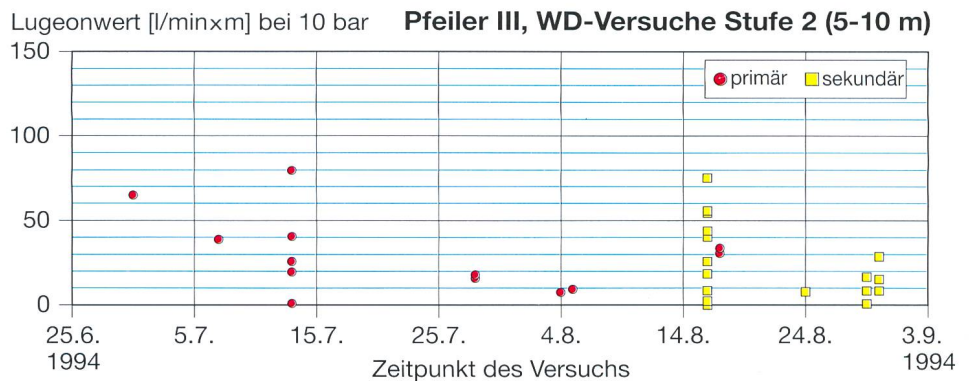


Bild 6.6. WD-Ergebnisse vor der Injektion und nach der Injektion primärer und sekundärer Hohlräume als Funktion des Versuchsdatums.



Bild 6.7. Ergebnisse der WD-Versuche nach Abschluss der Injektionen.

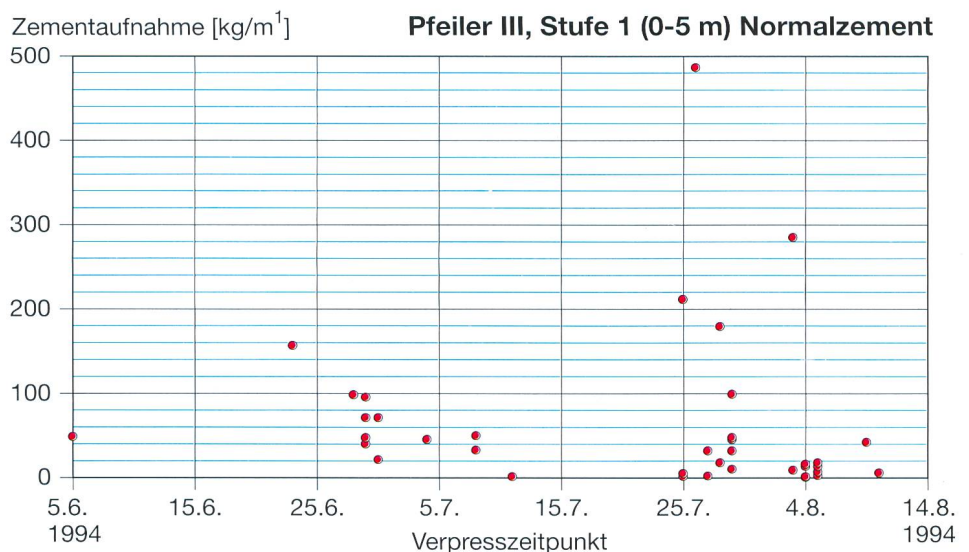
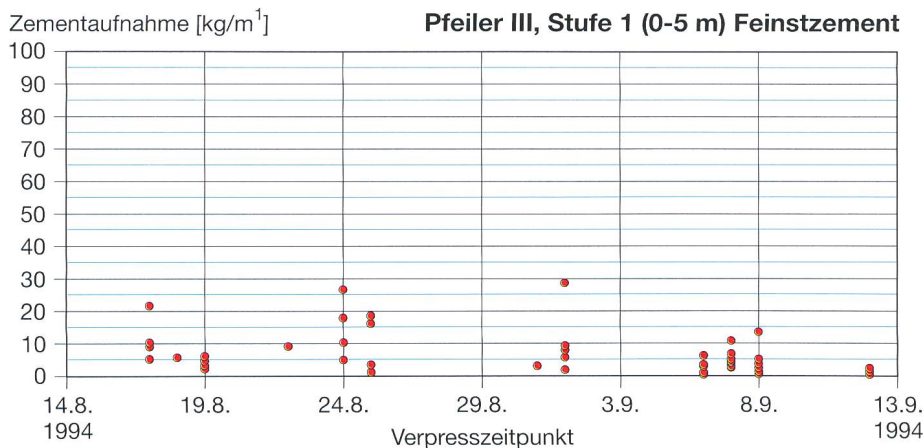
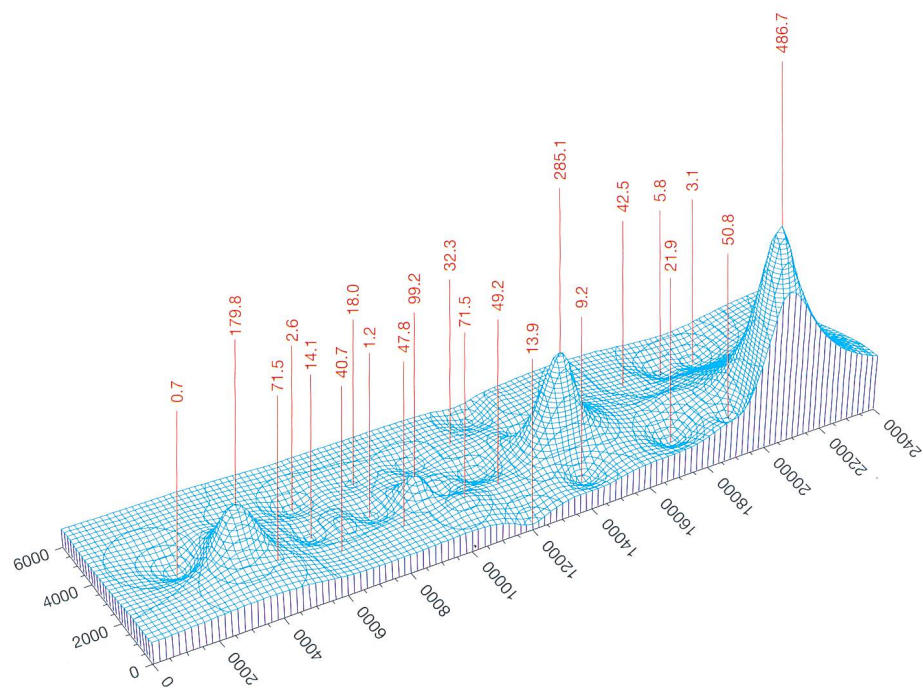


Bild 6.8. Aufnahmen von Normalzement im Pfeilerunterbau als Funktion des Verpressdatums.

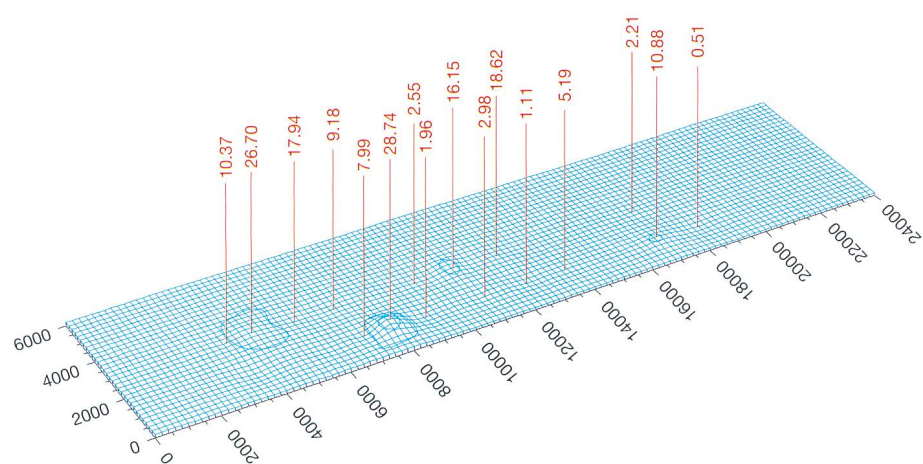




**Bild 6.9. Aufnahmen von Feinstzement im Pfeilerunterbau als Funktion des Verpressdatums.**



**Bild 6.10. Aufnahmen von Normalzement im Unterbau des Pfeilers.**



**Bild 6.11. Aufnahmen von Feinstzement im Unterbau des Pfeilers.**

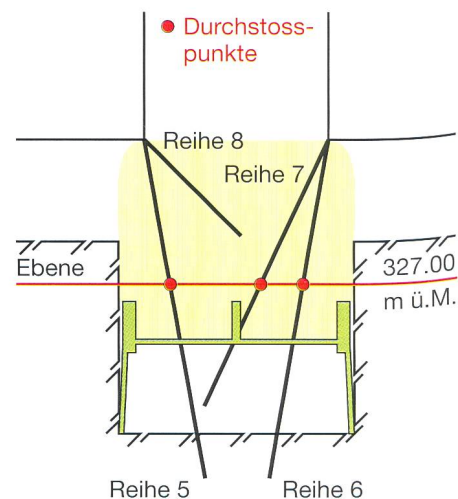
jizierten Menge leiten lassen sollte, um über den Nutzen von Feinstzementinjektionen zu urteilen. Aufgrund der geringen Aufnahmen lässt man sich leicht dazu verleiten, die Notwendigkeit und den Nutzen der Feinstzementinjektionen zu unterschätzen. Erst Durchlässigkeitsversuche können über den Erfolg der Injektionsmassnahme Auskunft geben.

### 6.3 Injektionen im Pfeilerunterbau Pfeiler III

Die Auswertung und Darstellung der Injektionsergebnisse für den Pfeilerunterbau sind analog denjenigen der Caissonfundation. Die Bilder 6.8 und 6.9 zeigen wiederum die Abnahme der verpressten Zementmenge mit der Zeit. Die mittleren Aufnahmen von Normalzement sind hier geringer als im Caissonbereich, sie liegen bei ca. 30 bis 40 kg/m<sup>1</sup>. Eindeutig zu erkennen ist die Abnahme der Zementaufnahme mit der Zeit. Dies deutet auf einen guten Injektionserfolg hin.

Die einzelnen Aufnahmen pro Bohrung wurden wiederum in einer mittleren horizontalen Ebene (ca. Kote 327 m ü.M.) dargestellt. Das Bild 6.12 zeigt schematisch die Ermittlung der Durchstosspunkte Ebene-Bohrung, welchen die Zementaufnahme zugeordnet wurde.

Die Bilder 6.10 und 6.11 zeigen die Zement- und Feinstzementaufnahmen in diesen Punkten in Isohypsenform und dreidimensionaler Darstellung. Im Bereich des OW-Dammbalkens sind wiederum die grössten Aufnahmen an Normalzement vorhanden. Die mittlere Aufnahme an Normalzement liegt niedriger als im Caissonbereich. Es wurde schon von Anfang an postuliert, dass der Beton des Unterbaues besser ist als der unter Druckluft eingebrachte Caissonbeton. Die Aufnahmen an Feinstzement sind sehr gering. Meist wurde lediglich das Bohrloch verfüllt.



**Bild 6.12. Definition der Durchstosspunkte für den Pfeilerunterbau.**



## 6.4 WD-Ergebnisse im Unterbau des Pfeilers III

Das Bild 6.13 zeigt die Ergebnisse der WD-Versuche vor Injektionsbeginn und nach der Injektion der primären und sekundären Hohlräume im Unterbau des Pfeilers III. Deutlich zu erkennen ist die Abnahme der Durchlässigkeiten nach der Injektion der Reihen 5, 6, 7 und 8 (Werte im August 1994). Wie im Caissonbereich ist auch hier die Abnahme nicht sehr ausgeprägt. Nach der Verpressung von Normalzement wurden immer noch Lugeonwerte von bis zu 80 gemessen, wobei das Mittel bei ca. 40 Lugeon liegt. Eine genügende Abdichtung des Unterbaues kann offensichtlich mit dem gewählten Bohrraster, den Injektionsdrücken und Normalzement nicht erreicht werden.

Die Ergebnisse der WD-Versuche nach der Feinstzementinjektion sind in Bild 6.14 dargestellt. Die Lugeonwerte in den Kontrollbohrungen weisen sehr geringe Werte auf. Obschon die Aufnahme von Feinstzement sehr gering war, konnte ein guter Abdichtungserfolg erreicht werden. Der Grund dafür mag im sehr engen Bohrraster liegen, welcher bei den Feinstzementinjektionen zur Ausführung gelangte. Der mittlere Bohrlochabstand betrug lediglich 0,7 m.

## 7. Schlussfolgerungen

Mit dem dargelegten Injektionsprogramm konnte gezeigt werden, dass alter Stampfbeton erfolgreich injiziert werden kann. Dabei wurden nur Suspensionen aus Zement, Bentonit und Wasser verwendet. Primäre und sekundäre Hohlräume konnten mittels Injektionen mit Normalzement verpresst werden. Der restliche Porenraum des Stampfbetons musste mit Feinstzementinjektionen verpresst werden.

Das Injektionsprogramm wurde während der Ausführung laufend überwacht und ausgewertet. Dies ermöglichte je nach Erkenntnissen der Auswertung das Programm anzupassen.

Die folgenden Anpassungen wurden durchgeführt:

- Erweiterung der Injektionsreihe im Bereich des OW-Dammbalkencaissons;
- Verringerung der Tiefe des «Injektions-schleiers» Reihen 2 und 4;
- Verzicht auf die Ausführung der Reihe 3;
- Behandlung des Pfeilercaissonbetons mit Feinstzement zur Injektion der tertiären Hohlräume. Anordnung von drei zusätzlichen Reihen.

Das gewählte Bohrraster mit Bohrlochabständen von ca. 1,5 m für die Injektion mit Normalzement und von 0,7 m für die Injektion mit Feinstzement stellte sich als notwendig heraus. Die Wahl der geringen Injek-

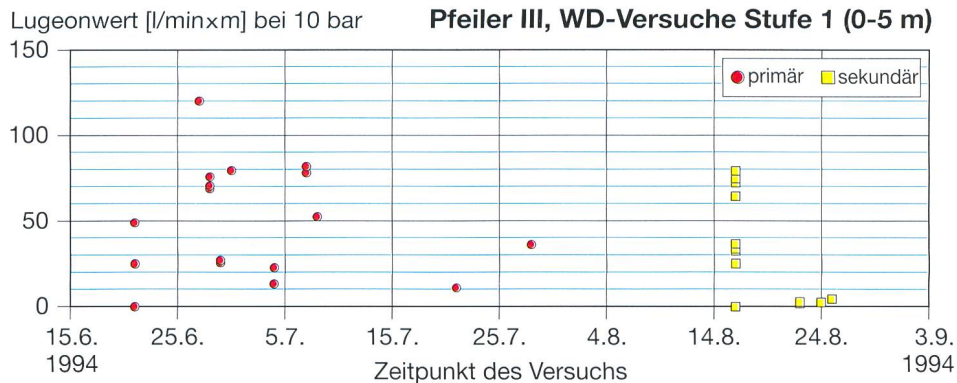


Bild 6.13. WD-Ergebnisse vor der Injektion und nach der Injektion primärer und sekundärer Hohlräume als Funktion des Versuchsdatums.



Bild 6.14. Ergebnisse der WD-Versuche nach Abschluss der Injektionen.

tionsdrücke (2 bar) hat trotz niedrigem Druck ein einwandfreies Injizieren erlaubt. Eine Hebung des Pfeilers hat dadurch vermieden werden können.

Die Kontrolle des Injektionserfolges wurde durch die Analyse von Bohrkernen und die konsequente Durchführung von WD-Versuchen ermöglicht. Die Durchführung von Wasserabpressversuchen in jeder Phase der Durchführung von Injektionen ist zu empfehlen. Nur so kann eine Analyse des Injektions-

erfolges schlüssig vollzogen werden. Die Resultate der WD-Versuche zeigen, dass der Stampfbeton des Stauwehres Eglisau homogenisiert werden konnte. Die Restdurchlässigkeit des behandelten Betons liegt bei einem Lugeonwert von kleiner als 5 (Lugeon). Dies bedeutet, dass der behandelte Beton eine Durchlässigkeit besitzt, welche zirka eine Grössenordnung undurchlässiger ist als der Sandstein des Gründungsgesteins.

Adresse des Verfassers

Dr. Bastian Otto, Nordostschweizerische Kraftwerke, Parkstrasse 23, CH-5400 Baden.