

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Conference Paper, Published Version

**Klemm, U.**

## **Eder- und Diemeltalsperre, zwei 80 Jahre alte Staumauern, zwei Wege zur Sanierung**

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

**Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/104094>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Klemm, U. (1997): Eder- und Diemeltalsperre, zwei 80 Jahre alte Staumauern, zwei Wege zur Sanierung. In: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.): Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 10. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik. S. 25-69.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



## Eder- und Diemeltalsperre, zwei 80 Jahre alte Staumauern, zwei Wege zur Sanierung

### 1 Geschichte

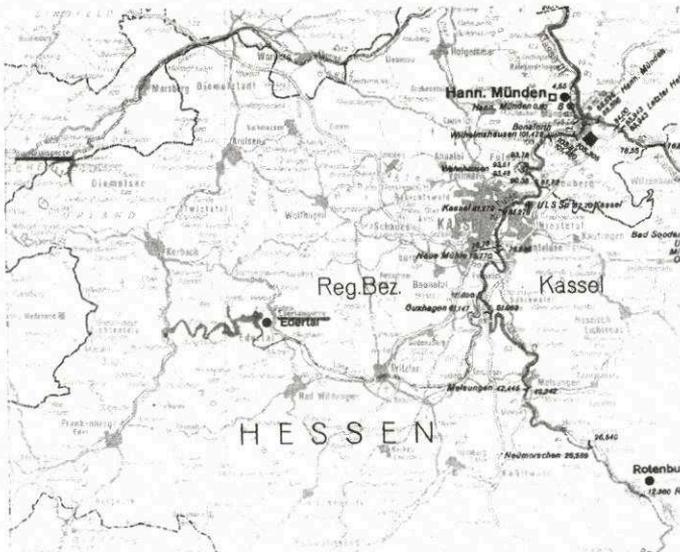
Die Eder- und Diemeltalsperre zählen zu den großen Wasserbauwerken, welche auf Grund der stürmischen wirtschaftlichen und verkehrstechnischen Entwicklung zu Beginn des 20. Jahrhunderts entstanden.

Wirtschaftskreise waren an einer Wasserstraßenquerverbindung in West-Ost-Richtung zwischen dem westdeutschen Industriegebiet an Rhein und Ruhr und den Agrargebieten im Osten interessiert; dazu kam der Wunsch der deutschen Seehäfen nach einem leistungsfähigen Binnenwasserstraßennetz.

Nach einigen gescheiterten Versuchen führte die dritte Kanalvorlage von 1904 im preußischen Abgeordnetenhaus zum Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905. Dieses Gesetz umfaßte u.a. auch den Neubau des Weser-Ems-Kanals bis Hannover einschließlich der Errichtung von Talsperren im oberen Quellgebiet der Weser.

Die Talsperren sollten mittelbar die 210 km lange Haltung des Kanals zwischen den Schleusen Münster und Hannover mit Wasser versorgen, indem in Niedrigwasserzeiten die entnommene Wassermenge aus der Weser wieder durch Zulußwasser aus den Talsperren ersetzt wird.

Realisiert wurde der Bau je einer Talsperre in der Eder bei Hemfurth und in der Diemel bei Helminghausen.



# Gesetz-Sammlung

für die

## Königlich Preussischen Staaten.

### № 13

Inhalt: Gesetz, betreffend die Herstellung und den Ausbau von Wasserstraßen, S. 170. - Allerhöchster Erlaß, betreffend eine Abänderung der Verwaltungsordnung für die Staatseisenbahnen, S. 100. - Verfügung des Justizministers, betreffend die Anlegung des Grundbuchs für einen Teil des Bezirkes des Amtsgerichts Frankfurt a.M., S. 191. - Bekanntmachung, der nach dem Gesetze vom 10. April 1872 durch die Regierungs-Amtsblätter veröffentlichten landesherrlichen Erlasse, Urkunden x., S. 191.

(Nr. 10589). Gesetz, betreffend die Herstellung und den Ausbau von Wasserstraßen. Von 1. April 1905.

Wir, Wilhelm, von Gottes Gnaden König von Preußen x. verordnen, unter Zustimmung beider Häuser des Landtags der Monarchie, was folgt:

#### § 1.

Die Staatsregierung wird ermächtigt, für die nachstehend bezeichneten Bauausführungen die folgenden Beträge nach Maßgabe der von den zuständigen Ministern festzustellenden Pläne zu verwenden:

1. für Herstellung eines Schiffahrtskanals vom Rhein zur Weser einschließlich Kanalisierung der Lippe und Nebenanlagen, und zwar für
  - a) einen Schiffahrtskanal vom Rhein in der Gegend von Ruhrort oder von einem nördlicher gelegenen Punkte bis zum Dortmund-Ems-Kanal in der Gegend von Herne (Rhein-Herne-Kanal), einschließlich eines Lippe-Seitenkanals von Matteln nach Hamm 74 500 000 M
  - b) verschiedene Ergänzungsbauten am Dortmund-Ems-Kanal in der Strecke von Dortmund bis Bevergen 6 150 000 M
  - c)
    - α. einen Schiffahrtskanal vom Dortmund-Ems-Kanal in der Gegend von Bevergen zur Weser in der Gegend von Bückeburg mit Zweigkanälen nach Osnabrück und Minden, einschließlich der Herstellung von Staubecken im oberen Quellgebiet der Weser und der Vornahme einiger Regulierungsarbeiten in der Weser unterhalb Hameln 81 000 000 M
    - β. einen Abschlußkanal aus der Gegend von Bückeburg nach Hannover mit Zweigkanal nach Linden 39 500 000 M.

## **2 Zweckbestimmung**

Die Talsperren sollten nach der Planung vier Aufgaben dienen:

- Wasserentnahme für den Mittellandkanal aus der Weser in Niedrigwasserzeiten ausgleichen, damit durch die Wasserentnahme kein Nachteil für die Schifffahrt auf der Mittelweser unterhalb Mindens entsteht.
- Niedrigwasseraufhöhung der Oberweser. Durch das Zuschußwasser aus den Talsperren konnte der zusätzliche Effekt der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse auf der Oberweser in Niedrigwasserzeiten erreicht werden.
- Hochwasserschutz für die untere Eder, die untere Fulda, die Diemel und für die Weser
- Energiegewinnung durch Wasserkraftnutzung

Durch das Gesetz vom 9. Juni 1913 betreffend den Ausbau von Wasserkraften war die Wasserbauverwaltung auch ermächtigt worden, die Wasserkraft an den Talsperren zu nutzen. So wurden an beiden Talsperren auch Wasserkraftwerke errichtet. Seitdem am 10. November 1960 die Mittelweserstauregelung abgeschlossen wurde, richtet sich die Wasserentnahme aus den Talsperren nach den Erfordernissen für die Schifffahrt auf der Oberweser. Im Laufe der Zeit sind an beiden Talsperren als zusätzliche Nutzungsarten die Berufs- und Sportfischerei sowie ein starker Fremdenverkehr auf und am Wasser der Talsperren hinzugekommen.

## **3 Bau und Daten der Talsperren**

### **3.1 Edertalsperre**

Die Arbeiten an der Staumauer begannen, nachdem die Vorarbeiten abgeschlossen waren, im Herbst 1909 an einer rd. 400 m breiten Engstelle des Edertals bei Hemfurth. Sie wurde als Schwergewichtsmauer aus Grauwackebruchsteinen mit einem zusätzlichen Krümmungsradius von 305 m errichtet. Sie gehört zu einem Stauauertyp, der auf die Entwicklung von Prof. Intze zurückgeht. Allerdings wurde der sogenannte Intzekeil weggelassen. Die ca. 300.000 m<sup>3</sup> Mauerwerk wurden mit einem Traß-Kalk-Mörtel hergestellt. Der Staumauerfuß wurde so verbreitert, daß in der Gründungsfuge nach Annahme der Konstrukteure kein nennenswerter Sohlwasserdruck auftritt, zumal ein 30 m breiter, 1 m dicker Lehmschlag vor dem wasserseitigen Fuß aufgebracht wurde. Auf der Wasserseite erhielt die Staumauer gegen Eindringen von Wasser eine 2,5 cm dicke Putzschicht aus Zement-Traß-Kalk-Mörtel mit einem 2-fachen Siderosthen-Anstrich. Diese Dichtungsschicht wurde durch ein 75 cm starkes Vorsatzmauerwerk geschützt.

Daten der Stauwand:

Höhe über Gründungssohle	47 m
Höhe über Talsohle	42 m
Sohlenbreite	36 m
Kronenlänge	400 m
Kronenbreite	6 m

Betriebseinrichtungen:

Am linken Hang  
6 Turbinenrohre  $\varnothing$  1,50 m  
und Kraftwerk Hemfurth  
 $Q_{\max} = 54 \text{ m}^3/\text{s}$ ,

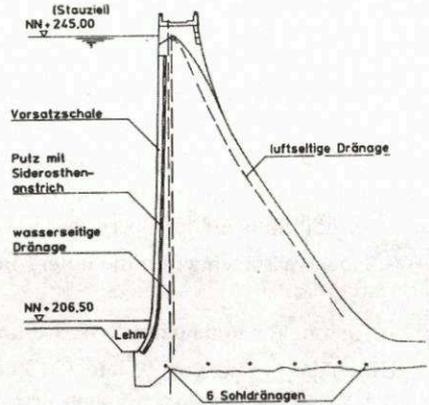
– Am rechten Hang

6 Grundablaßrohre  $\varnothing$  1,35 m  
 $Q_{\max} = 180 \text{ m}^3/\text{s}$ ,

1927 wurde hier das zusätzliche Wasserkraftwerk Hemfurth II installiert,

– 12 Notauslässe ca. 12 m unter der Überlaufkante (zur zeitweiligen Absenkung des Wasserstandes),

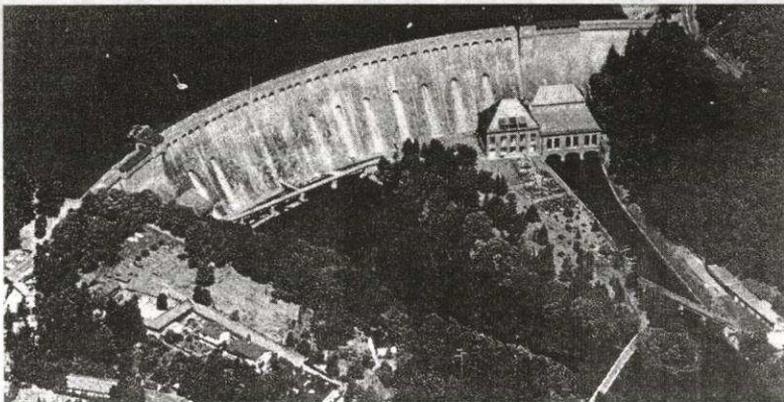
– 39 Hochwasserüberläufe je  $h = 1,60 \text{ m}$ , Gesamtbreite 150 m  
 $Q_{\max} = 680 \text{ m}^3/\text{s}$  (HQ<sub>100</sub>).



Daten des Staubeckens bei Vollstau auf NN + 245,00 m:

Stauraum 202,4 Mio. m<sup>3</sup> (Mindestinhalt 20,0 Mio. m<sup>3</sup>)  
Oberfläche 12 km<sup>2</sup> (l = 27 km, b<sub>max</sub> = 1,0 km)

Die Talsperre wurde 1914 kurz vor Kriegsbeginn fertiggestellt. Auf Grund des Ausbruchs des Krieges erfolgte die Inbetriebnahme in aller Stille.



### 3.2 Diemeltalsperre

Im Dezember 1912 begannen die Arbeiten für die Diemelstaumauer an einer ca. 200 m breiten Engstelle des Diemeltals bei Helminghausen. Sie wurde als Schwergewichtsmauer aus Diabas-Bruchsteinen mit einem zusätzlichen Krümmungsradius von 250 m errichtet. Diese Staumauer geht ebenfalls auf die Entwicklung von Prof. Intze zurück; jedoch auch ohne den sogenannten „Intzekeil“. Die ca. 72000 m<sup>3</sup> Mauerwerk wurden mit einem Traß-Kalk-Mörtel hergestellt. Kriegsbedingt wurde der Bau der Staumauer Mitte August 1914 unterbrochen (zu dem Zeitpunkt waren 41000 m<sup>3</sup> Mauerwerk errichtet). 1919 wurde die Baustelle wieder eingerichtet und die Höherführung der Staumauer begann ab Mai 1920. Der Probestau begann am 24.11.1923.

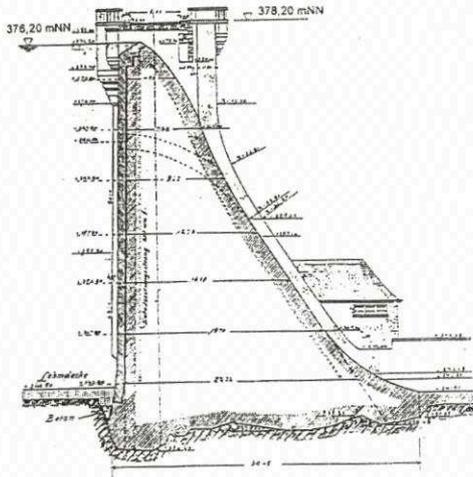
Als Dichtung erhielt die Mauer auf der Wasserseite eine 2,5 cm dicke Putzschicht aus Zement-Traß-Kalk-Mörtel und zwei Siderosthen-Anstriche. Diese Dichtung wird durch ein 75 cm starkes Vorsatzmauerwerk geschützt. Die Staumauer erhielt eine vertikale Dränage und eine horizontale Sohldränage (Rohre). Zusätzlich wurde vor dem wasserseitigen Fuß ein 1 m dicker Lehmschlag aufgebracht. An der Dichtigkeit bestand damals kein Zweifel, so daß davon ausgegangen wurde, daß kein nennenswerter Sohlwasserdruck auftritt und deshalb auch nicht in die statische Berechnung einging. Der Untergrund der Mauer liegt noch in dem geschlossenen Rheinisch-Westfälischen Schiefergebirge, bestehend aus einem Ton-schiefer mit Feinsandsteinbändern (Wissenbacher Schiefer).

Daten der Staumauer:

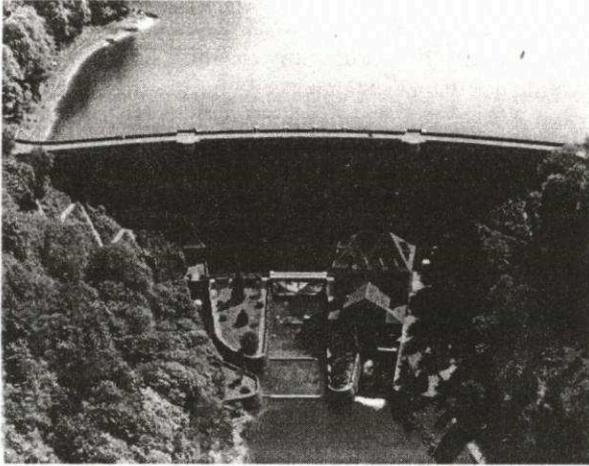
Höhe über Gründungssohle	42 m
Höhe über Talsohle	36 m
Sohlenbreite	31 m
Kronenlänge	194 m
Kronenbreite	7 m

Betriebseinrichtungen:

- Am linken Hang  
1 Grundablaßrohr  $\varnothing$  1,50 m  
verbunden mit dem Kraftwerk  
 $Q_{\max} = 4,6 \text{ m}^3/\text{s}$  (ohne  
Kraftwerk  $Q_{\max} = 7,0 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Am rechten Hang  
1 Grundablaßrohr  $\varnothing$  1,35 m;  $Q_{\max} = 30,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- 4 Notauslässe ca. 9,50 m unter der Überlaufkronen  $\varnothing$  1,13 m;  $Q_{\max}$  ges. = 50 m<sup>3</sup>/s
- 7 Hochwasserüberläufe je  $h = 1,10 \text{ m}$  und  $b = 7,15 \text{ m}$ ;  $Q_{\max}$  ges. = 114 m<sup>3</sup>/s (HQ<sub>100</sub>)



Daten des Staubeckens bei Vollstau auf NN + 376,2 m:  
Stauraum 20,05 Mio. m<sup>3</sup> (Mindestinhalt 5,00 Mio. m<sup>3</sup>)  
Oberfläche 1,65 km<sup>2</sup> (4 km diemelaufwärts; 3,1 km itteraufwärts)

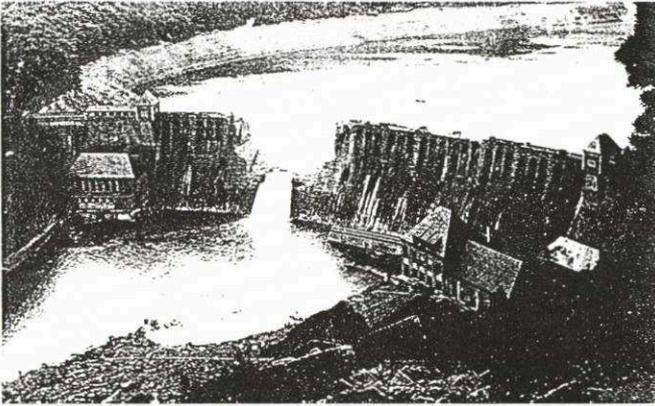


## **4 Sanierung der Ederstaumauer**

### **4.1 Bisherige Instandsetzungsmaßnahmen**

In der Nacht vom 16. zum 17. Mai 1943 erfolgte fast zeitgleich mit britischen Angriffen auf die Möhne- und Sorpetalsperre auch die Zerstörung der Ederstaumauer durch eine speziell für diesen Zweck entwickelte zylindrische Spezialbombe. Die quer zur Flugrichtung unter dem Flugzeug hängende Bombe wurde kurz vor dem Abwurf in Rotation versetzt, dann aus niedriger Höhe etwa 250 m vor der Mauer abgeworfen, so daß sie wie ein flach auf das Wasser geworfener Stein an die Mauer heransprang, dort versank und durch einen Druckzünder in einer Tiefe von 20 m detonierte.

Durch die Gewalt der Detonation und die danach ausströmenden Wassermassen wurde eine halbovale Bresche von etwa 60 m oberer Breite und 20 m Tiefe in die Mauer gerissen, was einem Mauerwerksvolumen von 12.000 m<sup>3</sup> entsprach. Um die Sprenglücke herum war das Mauerwerk gelockert. Im stehengebliebenen Mauerwerk waren meist waagrecht verlaufende Risse von bis zu 100 m Länge entstanden.



Durch die Bresche flossen innerhalb ca. 6 Stunden 160 Mio. m<sup>3</sup> Wasser ab, da die Talsperre zu dem Zeitpunkt mit 202 Mio. m<sup>3</sup> Inhalt voll angestaut war. Die Flutwelle mit rund 8500 m<sup>3</sup>/s hinterließ im Edertal gewaltige Zerstörungen und kostete 68 Menschen das Leben. Sofort nach der Zerstörung wurden die Planungen und Untersuchungen für die Wiederherstellung der Staumauer aufgenommen.

Dank des Drängens der Wasserbauverwaltung kam keine Behelfslösung aus Stahlbeton zur Ausführung, sondern die Mauer wurde wieder statisch einwandfrei in Bruchsteinmauerwerk hergestellt.

Folgende wesentlichen Maßnahmen wurden durchgeführt:

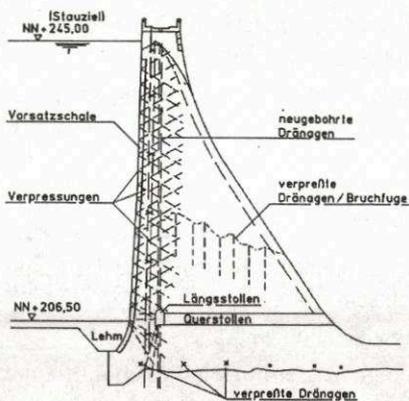
- Abbrechen aller gelockerten Mauerwerksteile an den Rändern der Bruchlücke,
- Ausmauern der Bruchlücke mit Mauerwerk, welches dem beim Bau der Mauer ausgeführten Mauerwerk möglichst ähnlich sein sollte,
- Schließen der Dichtungslücke auf der Wasserseite in der früheren Art,
- Da entsprechend der Statik in der Mauer kein Wasserdruck auftreten durfte und durch den Detonationsdruck zahlreiche Risse entstanden waren, wurde die gesamte Mauerfläche seeseitig durch Zementinjektionen als Dichtungswand hergestellt.
- Herstellung eines unteren Kontrollganges (1,50 m breit und 2,10 m hoch),
- Erneuerung der gesamten Dränagebohrungen, da die vorhandenen Dränagen durch die Injektionsarbeiten mit verpreßt wurden, welche in den neuen Kontrollgang entwässern,
- Verpreßarbeiten im Felsuntergrund und in der Fuge zwischen Fels und Mauerwerk sowie eine Dränierung des Felsuntergrundes,
- Verpreßarbeiten strahlenförmig um die Bruchlücke, da hier das erschütterte Mauerwerk besonders durchlässig geworden war.

Ende Juni 1944 waren alle dargestellten Arbeiten abgeschlossen.

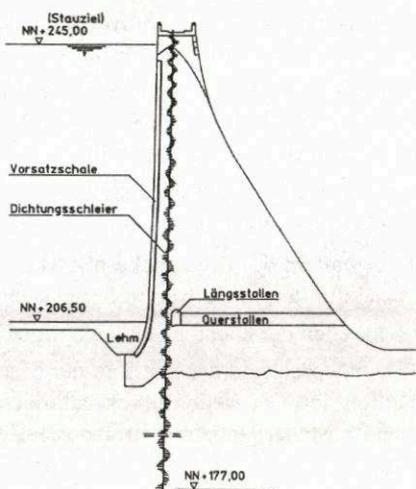
Eine Nachverpressung der Mauer, vor allem in der Nähe der Bruchstelle, machte sich 1946/47 erforderlich, da die statische Randbedingung, daß im Innern der Mauer kein hydrostatischer Druck vorhanden sein durfte, noch nicht vollständig erfüllt war.

Die auftretenden Sickerwassermengen waren nun tatsächlich erheblich vermindert worden. Im Laufe der folgenden Jahre zeigten sich jedoch erneut insbesondere am luftseitigen Mauerfuß verstärkte Wasseraustritte. Aus diesem Grund wurde 1961/62 erneut ein umfangreiches Bohr- und Injektionsprogramm zur Abdichtung von Staumauer und Untergrund erforderlich. Da die Notauslässe für den Talsperrenbetrieb nicht mehr als notwendig angesehen wurden und ihr Betrieb mit Problemen verbunden war, wurden sie zur Vermeidung von Lücken im Verpreßschleier mittels Betonpfropfen verschlossen.

Mauerquerschnitt nach der Wiederherstellung 1943/44



Mauerquerschnitt nach Verpreßarbeiten 1961/62



#### 4.2 Gründe für die erneute Sanierung

20 Jahre nach der Instandsetzung von 1961/62 erhielt die Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe (BAW) den Auftrag, den Zustand des Bruchsteinmauerwerkes und des Felsuntergrundes hinsichtlich Festigkeit und Durchlässigkeit zu untersuchen, die Standsicherheit der Staumauer zu beurteilen und Vorschläge für ein neues Überwachungskonzept, entsprechend dem neuen Stand der Technik, zu erarbeiten. Nach Durchführung eines umfangreichen Untersuchungsprogrammes lag das Ergebnis im Februar 1988 vor. Die BAW stellte fest, daß die ursprünglich in

der Statik getroffene Annahme - keine Wasserdrücke in der Gründungssohle und in der Mauer selbst - nicht mehr zutrafen.

Hinzu kam, daß nach der neuen DIN 19700 die Leistung der Hochwasserentlastungsanlage heute für ein 1000jähriges Hochwasser ( $HQ_{1000}$ ) zu bemessen ist und daß bei Auftreten eines solchen Hochwassers, das heißt bei einem Wasserstand von  $NN + 246,85$  m, auf der Wasserseite keine vertikalen Zugspannungen und keine Risse auftreten dürfen.

Die ausführliche statische Berechnung der BAW erfolgte nach der sogenannten Balkentheorie. Für genauere Spannungsberechnungen, insbesondere am wasserseitigen Mauerfuß, wurde sie durch Berechnungen mit finiten Elementen ergänzt und die Ergebnisse nach der Balkentheorie durch eine FE-Berechnung überprüft. Diese Berechnungen erfolgten durch das Büro WBI von Prof. Dr. Ing. Wittke, Aachen. Das Ergebnis der Berechnungen ergab, daß die Staumauer bei Vollstau nicht standsicher ist.

Das fehlende Mauergewicht betrug rd. 2000 kN/m Mauer. Aus diesem Grund mußte der höchste zulässige Talsperrenwasserstand gegenüber dem bisherigen Vollstau um 1,50 m abgesenkt werden. Dies bedeutete jedoch, daß die Überlaufkrone der Staumauer für die Hochwasserentlastung nicht mehr genutzt werden konnte. Da aber mit Turbinen- und Grundablaßbetrieb ein größeres Hochwasser nicht abgeführt werden konnte und somit die Gefahr bestand, daß der abgesenkte Höchstwasserstand bei Hochwasser überschritten wird, wurden die 1961/62 verschlossenen Notauslässe noch 1988 wieder reaktiviert.

Zeitgleich begannen auch die Planungen, durch welche Maßnahmen die Staumauer wieder ihre volle Funktionstüchtigkeit und Gebrauchsfähigkeit für weitere 80 - 100 Jahre erhalten sollte.

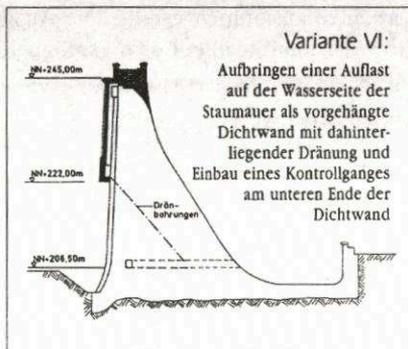
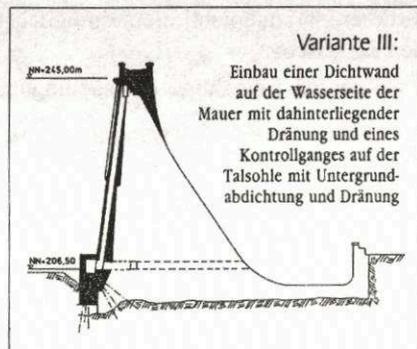
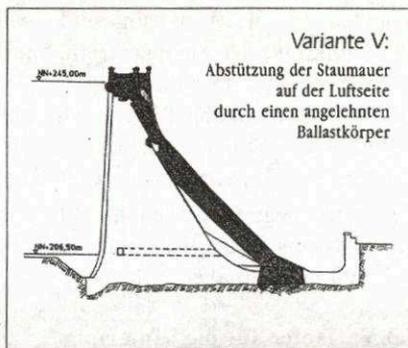
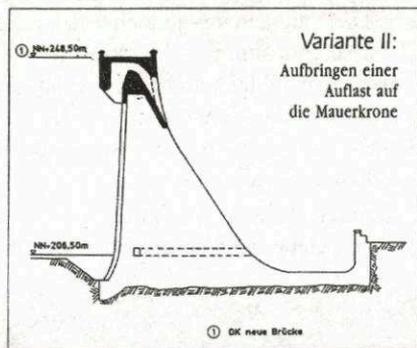
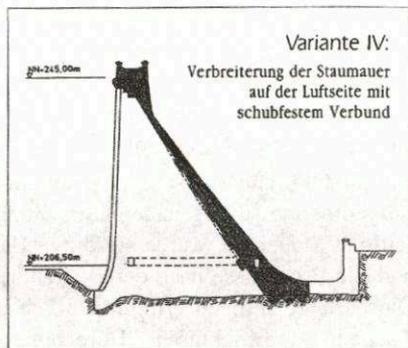
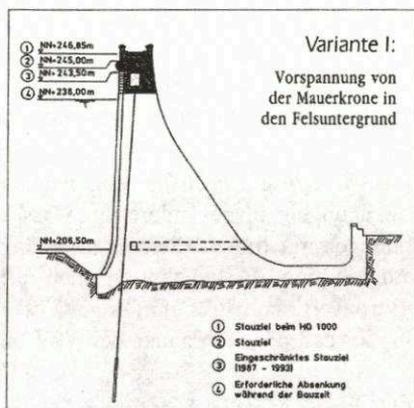
### **4.3 Varianten für die Sanierung**

Zuerst wurden die technisch durchführbaren und wirtschaftlich erscheinenden Varianten zusammengestellt. Die Auswahl dieser Varianten sollte eine möglichst große Bandbreite aller Lösungsmöglichkeiten umfassen.

Bei der Auswahl der Ausführungsvariante mußten auch wichtige Randbedingungen beachtet werden:

- Akzeptanz der Baumaßnahme in der Region,
- Absenkung des Talsperrenwasserspiegels während der Bauzeit,
- Dauer der Bauzeit,
- Zulässigkeit der baulichen Umgestaltung der Staumauer als Baudenkmal,
- Wasserführung der Oberweser bei Niedrigwasser.

Im Rahmen einer Voruntersuchung wurden zunächst sechs grundsätzliche Lösungsvorschläge untersucht. Wegen der speziellen Aufgabenstellung wurden hiermit mehrere erfahrene Ingenieurbüros beauftragt.



Nach dem Vorliegen der ausgearbeiteten Varianten, einschließlich verschiedener Ergänzungsvorschläge, erfolgte eine erste Vorauswahl. Dabei schieden folgende Varianten aus:

Variante II: Auflast auf die Mauerkrone. Sie führt zwangsläufig zu einer Erhöhung der Mauerkrone. Dabei wird der Lastfall 3 (Lieckfeldt-Nachweis) maßgebend. Dieser kann auf Grund der Geometrie des Vorschlags nicht erbracht werden, weil mit zunehmender Maueraufhöhung die Belastung entsprechend größer wird.

Variante IV u.

Variante V: Es entstehen neue Tragsysteme, deren Realisierung konstruktive Probleme macht (Schubverband) und hohe Kosten verursacht.

Die verbliebenen Lösungsmöglichkeiten I, III und VI wurden einer eingehenden Wertung unterzogen. Die Variante III (Dichtwand auf der Wasserseite) stellte zwar die technisch beste Lösung dar, war aber die teuerste und hätte die völlige Entleerung der Talsperre erfordert.

Nach Abwägung aller Gesichtspunkte wurde die Variante I der Ausschreibung als Verwaltungsentwurf zugrunde gelegt. Bei der Wiederherstellung der Standsicherheit der Staumauer durch eine Vorspannung vom Mauerkopf aus werden insbesondere die Veränderungen an der äußeren Gestaltung der Staumauer, die Belange des Denkmalschutzes und die Auswirkungen der Bauzustände auf die erforderliche Seewasserspiegellabsenkung minimiert.

#### **4.4 Ausführungsvariante**

Die Ausschreibungsunterlagen wurden ohne eine vertiefende Ausführungsplanung erstellt, weil die gewählte Verankerungslösung Sondervorschläge der Bieter erwarten ließ und auf eine Doppelbearbeitung der Ausführungsplanung verzichtet werden sollte.

Planungsziel war die Wiederherstellung der rechnerischen Standsicherheit unter Berücksichtigung folgender Punkte:

- möglichst hoher Stauspiegel während der Bauzeit,
- möglichst keine optische Veränderung am Bauwerk luftseitig und wasserseitig,
- Neugestaltung und hydraulische Leistungssteigerung der HW-Überläufe für das 1000jährige Hochwasser,
- Erhöhung der Tragfähigkeit der Brücke über die Hochwasserentlastung.

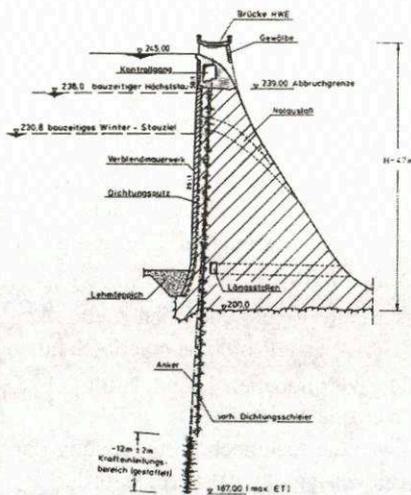
Die Ausschreibung enthielt auf Grund der technischen Vorplanung im wesentlichen folgende Leistungen:

### Abbruch:

Bis auf eine Höhe von NN + 238,50 m (ca. 8,50 m von OK Brücke) sollte die gesamte Mauerkrone zwischen den beiden Torhäusern abgebrochen werden. Dabei sollten die Sandstein-Mauerbrüstungen abgetragen und zwischengelagert werden, um sie beim Wiederaufbau wiederzuverwenden.

### Neubau:

Herstellung einer neuen Mauerkrone mit zusätzlichem Kontrollgang, hydraulisch günstiger HW-Entlastung sowie einer Stahlbetonbrücke (13 Abschnitte von ca. 18 m Länge mit je 3 Feldern) Wiederaufbau der zwischengelagerten Sandsteinbrüstung.



Mauerquerschnitt  
(Ausschreibungslösung)

### Bohr- und Ankerarbeiten:

Vorlaufende Zugversuche (im Herbst 1991) an 6 baugleichen Anker mit unterschiedlich langen Krafteinleitungsstrecken (3 m / 5 m / 7 m). Abteufen der Bohrungen 146 mm (mit Kerngewinn) und Aufweiten auf 273 mm von der neuen Brücke aus. Injektionsarbeiten im Fels und in der Mauerherstellung, Einbau und Anspannen der erforderlichen 104 Dauerfelsanker für eine Gebrauchslast von 4500 kN mit einem mittleren Ankerabstand von 2,25 m. Die Verankerung erfolgt nur im Mittelteil zwischen den beiden Torhäusern. Im Hangbereich kann auf eine Verankerung verzichtet werden, wenn die Verankerung im Mittelteil durchgehend mit 2000 kN/m bis zu den Torhäusern herangeführt wird, obwohl diese Kraft in der Nähe der Torhäuser nicht in voller Höhe erforderlich ist. Das Defizit aus den Hangbereichen wird also vom Mittelbereich mit übernommen. Die dadurch entstehenden Schubspannungen im Mauerwerk sind klein und ohne weiteres aufnehmbar.

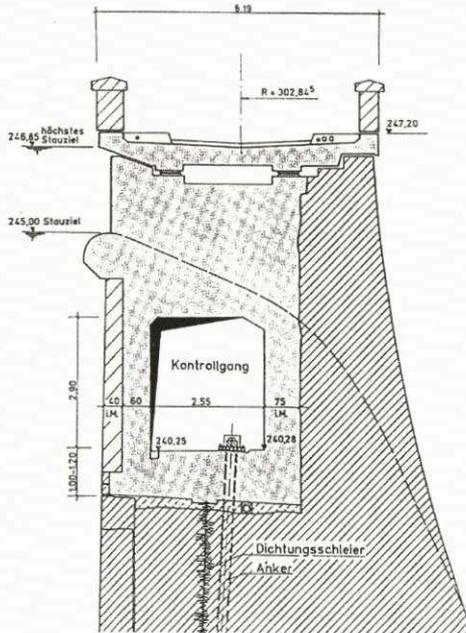
### Sonstige Arbeiten

- Ausbesserung der Ansichtsflächen der Mauer (luft- und wasserseitig),
- Reaktivierung der Meß- und Kontrolleinrichtungen in der Mauer,
- Erneuerung der Elektroversorgung und der Blitzschutzanlage.

Die Ausschreibung erfolgte als „offenes Verfahren“ EG-weit. Zum Eröffnungstermin am 26.03.1991 wurden 12 Angebote für den Amtsentwurf vorgelegt. Zusätzlich wurden insgesamt 39 Nebenangebote bzw. Änderungsvorschläge abgegeben. Nach eingehender Prüfung und Wertung aller vorliegenden Angebote

wurde der Auftrag an die Bietergemeinschaft Brüggemann, Oevermann auf ein Nebenangebot am 08.07.1991 erteilt.

Dieses Nebenangebot folgte im wesentlichen dem Amtsentwurf, aber die Luftseite der Mauerkrone sollte erhalten werden. Dies stellte aus Sicht des Denkmalschutzes einen erheblichen Vorteil dar und das Nebenangebot war preisgünstiger als das niedrigste Hauptangebot. Die Bauausführung begann am 01.08.1991.



## 4.5 Durchführung der Instandsetzung

### 4.5.1 Abbruch und Erneuerung der Mauerkrone

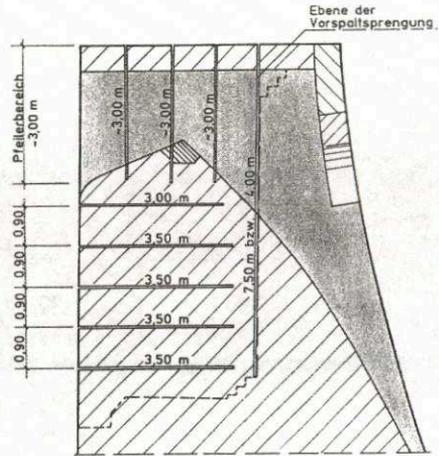
Von seiten der Arbeitsgemeinschaft war der Teilabbruch des Mauerkopfes im Sprengverfahren vorgesehen. Dabei mußten unbedingt folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Beschädigungsfreiheit der bestehenden Restbauwerke, jedes Risiko für das 80 Jahre alte Bauwerk war auszuschließen.
- Durch einen Bohr- und Sprengversuch war die Bohrgenauigkeit und die schonende Wirkung des Sprengens unter Beweis zu stellen.
- Laufendes Messen der Sprengerschütterungen.

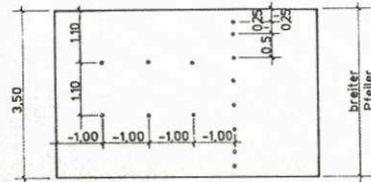
Der durchzuführende Sprengversuch bestätigte die Richtigkeit der getroffenen Annahmen. Die maximalen Schwinggeschwindigkeitsamplituden lagen unterhalb der zulässigen Werte von  $v_{\max} = 50 \text{ mm/s}$  nach DIN 4150. Die in 40 bis 100 m registrierten Werte lagen allgemein bei 2/3 der von der DIN zugelassenen Werte.

Der Ablauf des folgenden Teilabbruchs mittels Sprengen (insgesamt 5700 m<sup>3</sup> Mauerwerk) konnte somit wie vorgesehen durchgeführt werden.

Zuerst wurden Vorspaltsprengungen durchgeführt, die eine Spaltfläche zwischen dem abzubrechenden und dem stehenbleibenden Mauerkopfteil erzeugen sollten. Dafür wurden Bohrlöcher in einem Abstand von 50 cm durch Pfeiler und Mauerkronenbereich auf volle Tiefe parallel gebohrt. Die Sprengstoffmenge wurde so gering bemessen, daß lediglich die Mauerstege zwischen den Bohrlöchern aufgerissen wurden, nicht aber Risse rechtwinklig zur Spaltfläche erzeugt wurden. Anschließend erfolgten die Auflockerungssprengungen der Pfeiler mittels vertikaler Bohrlöcher mit einer Tiefe von ca. 3,00 m. Nach dem Abtrag der Pfeiler wurde der verbleibende Bereich der Mauerkrone zwischen den Höhen NN + 240,00 m und NN + 245,00 m ebenfalls mittels Auflockerungssprengungen für den Abtrag vorbereitet. Die erforderlichen Bohrungen wurden hierfür horizontal mit einer Tiefe von ca. 3,50 m ausgeführt.



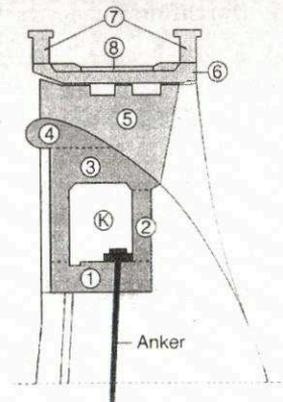
Bohrlochanordnung im Pfeilerbereich (Draufsicht)



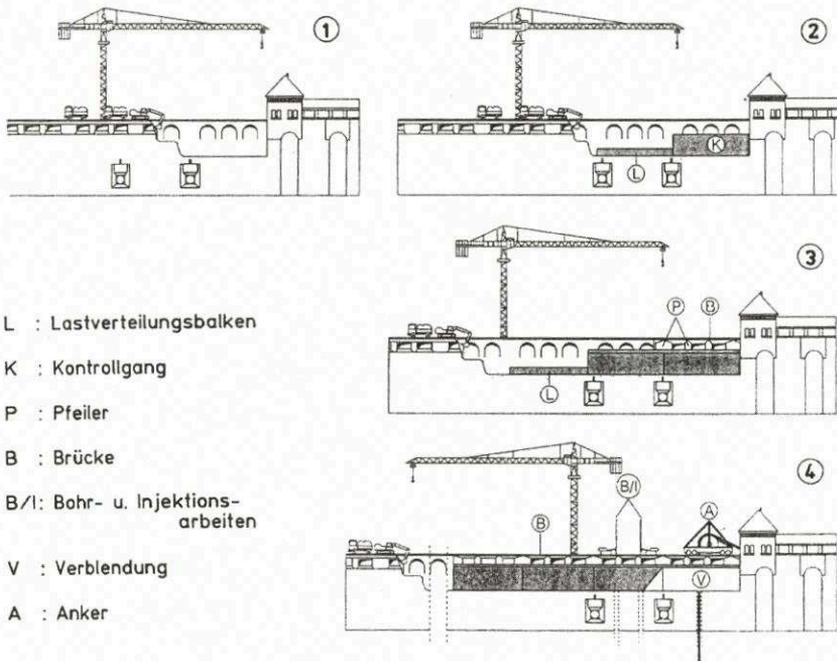
Die gesamten Spreng- und Abbrucharbeiten verliefen ohne nennenswerte Komplikationen termingerecht.

Nach Abschluß der Abbruch- und Räumungsarbeiten begann der Wiederaufbau der neuen Mauerkrone in folgenden Schritten:

- Ausgleichsbeton und Lastverteilungsbalken auf der Abbruche Ebene ①
- Wände ②, Decke ③ und „Überfallrücken“ ④ des neuen Kontrollganges (K)
- Pfeiler ⑤
- Brücke ⑥
- Sandsteinbrüstungen ⑦
- Straßenbauarbeiten ⑧



Auf Grund der beengten Verhältnisse auf der Mauerkrone und der vorgegebenen Bauzeit von 33 Monaten mußten die Arbeiten genau aufeinander abgestimmt werden. Der insgesamt rund 240 m lange Instandsetzungsbereich wurde dabei in 13 Blöcke von je ca. 18 m Länge unterteilt. Am rechten Torhaus der Staumauer wurde begonnen, indem blockweise zunächst der Abbruch erfolgte und anschließend mit dem Wiederaufbau fortgefahren wurde. Es ergab sich durch dieses Taktverfahren eine sogenannte „Linienbaustelle“, die bis zum linken Torhaus fortgeführt wurde.



Die Oberfläche der Abbruchebene hatte eine gute Beschaffenheit. Nach gründlicher mechanischer Reinigung konnte der Ausgleichbeton direkt aufgebracht werden. Die wasserseitige „Schalung“ bestand aus Grauwacke-Bruchsteinmauerwerk. Der Ausgleichbeton (B 25) wurde auf ganzer Breite in einer Stärke von durchschnittlich 30 cm jeweils auf ganzer Blocklänge (ca. 18 m) in einem Arbeitsgang ohne Fugen eingebaut. Anschließend wurde der Lastverteilungsbalken (B 25) ebenfalls in ca. 18 m Blocklänge als durchlaufende, stark bewehrte „Auflagerplatte“ für die „Ankerköpfe“ hergestellt. Die vertikalen Arbeitsfugen wurden unmittelbar nach dem Ausschalen mit Wasserstrahl behandelt, bis das Kerngerüst des Betons freilag. Die durchlaufende Längsbewehrung wurde nicht gekoppelt, sondern durch die Schalung geführt.

Auf dem Lastverteilungsbalken erfolgte die weitere Herstellung des neuen Kontrollganges in folgenden Betonierabschnitten:

- luftseitige Wand (B 25),
- wasserseitige Wand einschließlich Decke (B 25),
- Überfallrücken mit wasserseitig auskragender Überfallnase (B 25).

Die ca. 2,70 m hohe luftseitige Wand hat eine Stärke von ca. 60 cm und wurde ebenfalls in ca. 18 m langen Abschnitten betoniert. Die konstruktive Anbindung des verbleibenden luftseitigen Mauerwerks an die Stahlbetonkonstruktion erfolgte mittels sogenannter „Perfo“-Anker (Bohrung 38 mm mit kunststoffbeschichtetem Betonstahl BST 500 S,  $\varnothing$  20 mm) mit einer Länge von 110 cm in Zementmörtel. Die wasserseitige Wand und die Decke des Kontrollganges wurden in einem Arbeitsgang betoniert, ebenfalls in Blocklänge. Der Kontrollgang erhielt eine Breite von 2,55 m und eine Höhe von 2,90 m. Zur späteren Durchführung der Bohrgestänge, Injektionspacker und Anker wurden in der Decke rechteckige konische Aussparungen (40/60 cm) vorgesehen, die nach dem Ankereinbau zubetoniert wurden. In die wasserseitige Wand wurden Edelstahl-Ankerschienen einbetoniert, über die später die Verblendung aus Grauwacke-Bruchsteinmauerwerk konstruktiv gehalten wird.

Der letzte Betonierabschnitt des Kontrollganges war der Überfallrücken mit der sogenannten „Überfallnase“, die aus hydraulischen Gründen um ca. 60 cm zur Wasserseite hin auskragt. Sowohl die Decke des Kontrollganges als auch dieser Bauteil wurden in ihrer Linienführung durch Modellversuche der BAW vorgegeben. Die Versuche waren erforderlich, um das berechnete  $HQ_{1000}$  mit  $1100 \text{ m}^3/\text{s}$  abführen zu können. Bisher waren die Hochwasserüberläufe nur in der Lage, ein  $HQ_{100} = 680 \text{ m}^3/\text{s}$  abzuführen. Es waren somit konstruktive Maßnahmen notwendig, um die zusätzlichen  $420 \text{ m}^3/\text{s}$  abführen zu können. Die Versuche zeigten eindeutig, daß durch die konstruktiven Formänderungen des Überfalls ein  $HQ_{1000}$  ohne einen nennenswerten Aufstau des Seewasserspiegels abgeführt werden kann.

Im 5. Arbeitstakt wurden die neuen Pfeiler in derselben Breite und in derselben Anordnung wie im alten Zustand hergestellt (B 25). Die Pfeilerspitzen wurden durch Edelstahl-Formteile gegen Beschädigungen durch Treibzeug o. ä. geschützt. Die Anbindung an das verbleibende Restmauerwerk erfolgte durch Anbetonieren und auch hier mit „Perfo“-Ankern.

Analog zur Aussparung in der Decke des Kontrollganges wurden in den breiten Pfeilern (jeder 3. Pfeiler) Stahlwickelrohre  $\varnothing$  400 mm zur Durchführung der Bohrgestänge und der Anker angeordnet, die nach dem Ankereinbau ausbetoniert wurden. Die neue Brücke aus schlaff bewehrtem Stahlbeton (B 35) ist ebenfalls in 13 Abschnitte von je ca. 18 m aufgeteilt. Jedes dieser 13 Brückenteile besteht aus 3 Feldern und ist an einem Ende fest mit einem breiten Pfeiler verbunden. Die übrigen Auflager sind beweglich und bestehen jeweils aus 2 bewehrten Elastomer-Lagern, die sich auf den neu hergestellten schmalen Pfeilern abstützen.

Auch in der Brückenplatte wurden die erforderlichen Aussparungen vorgesehen, um Bohrgestänge, Injektionspacker und die Anker in das Bauwerk einbringen zu

können. Nach Abschluß der Ankerarbeiten wurden diese Aussparungen ebenfalls zubetoniert.

Die gesamten Beton- und Stahlbetonarbeiten wurden von einem umfangreichen Überwachungsprogramm begleitet. Daran waren die Baustoffprüfstelle der BAW und die Amtliche Baustoff- und Betonprüfstelle der Gesamthochschule Kassel sowie das firmeneigene Labor beteiligt.

Insgesamt gesehen wurden alle Anforderungen, die an hochwertige Betone zu stellen sind, eingehalten.

## **4.5.2 Verankerung der Staumauer im Fels einschließlich Injektionsarbeiten**

### **4.5.2.1 Vorbereitende Maßnahmen**

Herzstück der gesamten Sanierungsmaßnahme bildet die Verankerung der Staumauer mit 104 Dauerankern von je 4500 kN im Fels. Da in Deutschland bisher keine Verpreßanker mit so hohen Kräften zum Einsatz kamen, machten sich vor Beginn der eigentlichen Verankerungsarbeiten Vorversuche erforderlich. Diese wurden im Tosbecken der Talsperre durchgeführt.

Der unter der Staumauer anstehende Fels besteht vom rechten Hang bis zur Talmitte aus Tonschiefer mit Einlagerungen von Grauwackebändern und von der Talmitte bis zum linken Hang aus Grauwacken mit einzelnen Tonschieferzwischenlagen. Die Verwitterung reicht über Trennflächen 20 m bis 30 m tief in das Gebirge. Die für Daueranker erforderlichen Eignungsprüfungen wurden deshalb an Ankern mit Verpreßkörpern sowohl im Tonstein als auch in der Grauwacke durchgeführt. Besondere Überlegungen waren auf Grund der außergewöhnlich langen freien Stahllängen dieser Anker im Hinblick auf die Ergebnisse der Eignungsprüfungen erforderlich.

Die Vorversuche wurden mit den für das Bauwerk vorgesehenen SUSPA-Stump-Ankern, deren Stahlzugglied jeweils aus 34 Spannstahl-Litzen St 1570/1770, 150 mm<sup>2</sup>, besteht, durchgeführt. Die Vorversuche dienten auch der Festlegung der erforderlichen Verankerungslänge des Stahlzuggliedes und der erreichbaren Bohrgenauigkeit. Als Bohrgenauigkeit war ein Abweichen von der vorgegebenen Richtung (Neigung 3,2° zur Wasserseite) von höchstens 1 % in Höhe des vorhandenen unteren Kontrollganges vorgegeben. Dies war auf Grund der geringen Wandstärke von rd. 2,5 m zwischen der vorhandenen Vorsatzschale und dem Kontrollgang notwendig. Die vorgegebene Bohrlochabweichung bedeutete bei 40 Bohrmeter ein maximales Abweichen der Bohrachse von 40 cm. Die Versuchsbohrungen wurden deshalb mit der gleichen Neigung von 3,2° wie später in der Staumauer hergestellt.

Die Zugversuche erfolgten in Anlehnung an die Eignungsprüfungen nach DIN 4125. Zusätzlich waren sie aber als Ausziehversuche konzipiert worden, daß heißt, die Anker sollten möglichst bis zum Versagen des Verbundes zwischen dem Stahl und dem Verpreßkörper oder zwischen dem Verpreßkörper und dem Fels belastet werden. Die Verankerungslängen des Stahlzuggliedes wurden deshalb mit gegen-

über den Bauwerksankern reduzierten Längen von 3 m, 5 m und 7 m eingebaut. Die Ankerlängen lagen zwischen 26 m und 30 m. Die Belastung erfolgte bis zur 1,59- bis 1,68-fachen höchsten zulässigen Gebrauchskraft und damit bis zur 0,91- bis 0,96-fachen Streckgrenze der Litzen. Die Versuchsanker entsprachen alle in ihrem elastischen Verhalten ihrer Einbaulänge. Die bleibenden Verschiebungen betragen unter Gebrauchslast bis zu 16 mm. Alle Kriechmaße lagen unter 1,5 mm. Die 20-malige Schwellbelastung, die bei einem Anker am Ende des Versuches zwischen Gebrauchslast und halber Gebrauchslast durchgeführt wurde, führte zu keiner meßbaren Zunahme der Verschiebungen.

Signifikante Unterschiede im Verformungsverhalten zwischen Ankern mit 3 m und 7 m Krafteintragungsstrecke waren nicht erkennbar.

Zwei Versuchsanker waren mit sog. Lichtwellenleitern ausgerüstet. Mit dem Ankerzugglied waren speziell präparierte Glasfaserstränge eingebaut und im Bereich der Verankerungsstrecke mit Reflektoren bestückt worden. Damit war die örtliche Dehnung an definierten Stellen unmittelbar zu registrieren. Die Messungen ergaben, daß bereits 3 m hinter dem Beginn der Krafteintragungsstrecke keine nennenswerten Dehnungen mehr auftraten. Die aufgebrachten Prüflasten bis ca. 7500 kN sind also innerhalb von nur 3 m ausreichend sicher in den umgebenden Fels eingeleitet worden. Die für die Ausführungsanker vorgesehene Krafteintragungslänge von 10 m ist somit mehr als 3fach größer als die bei den Versuchsankern festgestellte wirksame Haftstrecke von nur 3 m. Damit ist die Sicherheit des Verankerungssystems auch unabhängig von etwa vorhandenen örtlichen Schwachstellen in den umgebenden Grauwacke- bzw. Tonsteinformationen, die etwa durch die vorausgegangenen Vergütungsinjektionen trotz aller Sorgfalt nicht vollständig erfaßt und saniert worden sind, gewährleistet.

Auf der Grundlage der erfolgreichen Vorversuche und anderer Prüfungen und Beurteilungen (BAW) wurde durch den Bundesminister für Verkehr eine „Zustimmung im Einzelfall“ für die vorgesehenen Anker mit 34 Litzen und einer Gebrauchslast von 4500 kN erteilt.

#### **4.5.2.2 Bauausführung**

Die Bauausführung begann im Juli 1992 und setzt sich aus mehreren Teilschritten zusammen:

- Fertigung der Anker,
- Bohr- und Injektionsarbeiten,
- Ankereinbau,
- Spannen der eingebauten Anker,

##### a) Fertigung der Anker

Bei Dauerankern ist der Korrosionsschutz nach DIN 4125 grundsätzlich unter werksmäßigen Bedingungen auszuführen. Dies betrifft sowohl das Stahlzugglied

sowie alle Einzelteile. Die Anker der Ederstaumauer stellen auch für die Fertigung einen Sonderfall dar:

- Ankerlänge von im Mittel 71 m
- Das Zugglied und Hüllrohr  $\varnothing$  200 mm erlauben einen minimalen Biegeradius von mindestens 2,50 m.
- Die Krafteintragungsstrecke ist werkmäßig verpreßt, d.h. es besteht ein 10 m langer, starrer Ankerfuß.
- Hohes Gesamtgewicht eines Ankers von rund 4 t.

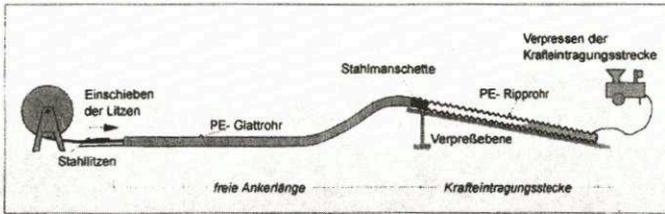
Der Antransport stellte somit ein nahezu unlösbares Problem dar. Auf alle Fälle waren mechanische Beschädigungen sowohl beim Transport, beim mehrfachen Umladen sowie bei der Zwischenlagerung nicht auszuschließen. Aus diesem Grund fiel die Entscheidung, die 104 Anker unmittelbar neben der Staumauer auf der Baustelle herzustellen. In einer eigens für diese Fertigung errichteten Halle wurden alle Voraussetzungen geschaffen, um eine sachgemäße Werksfertigung zu garantieren.

Die DIN 4125 und die vorliegende Zulassung verlangen für Daueranker diesen Typs ein lückenloses Überwachungssystem, bestehend aus einer Fremd- und Eigenüberwachung. Die Eigenüberwachung des Ankerherstellers, in diesem Fall die Firma SUSPA, prüfte in Eigenverantwortung und nach Vorgaben der Zulassung die verwendeten Bauteile und die erforderlichen Arbeitsschritte. Alle Prüfergebnisse wurden protokolliert. Der Fremdüberwacher, hier das Materialprüfungsamt für Bauwesen der TU München, formulierte und überprüfte das Eigenüberwachungssystem der ausführenden Firma und kontrollierte stichprobenartig Material und Montage.

Das bestehende Kontrollsystem aus Fremd- und Eigenüberwachung wurde im Auftrag des Wasser- und Schiffsamtes Hann. Münden von einer ständigen Überwachung durch das Ingenieurbüro WBI von Prof. Dr. Ing. Wittke, Aachen, ergänzt. So war gewährleistet, daß die Anker, die das wichtigste tragende Element der Instandsetzung darstellen, lückenlos von der Anlieferung der Einzelteile auf der Baustelle über die Fertigung, den Einbau und das Spannen bis zu den abschließenden Korrosionsschutzmaßnahmen lückenlos kontrolliert wurden. Diese Überwachung hat sich bewährt.

Die Ankerkomponenten wurden im Herstellerwerk Königsbrunn vorbereitet und zur Baustelle transportiert. Hier erfolgte eine Kontrolle auf Beschädigungen und Maßhaltigkeit. Die PE-Glattrohre wurden ungerollt in drei Teilen angeliefert und auf der Baustelle mit einem Heizspiegelschweißgerät miteinander verschweißt. Die Stahlritzen wurden auf Trommeln angeliefert und einzeln in das PE-Glattrohr eingeschoben. In der Krafteintragungsstrecke wurden Distanzhalter und Bündelungselemente für eine optimale Mörtelausbreitung zwischen den Litzen angeordnet. Nachdem das Ripprohr aufgezogen und mit der freien Ankerlänge verbunden war, wurde die Krafteintragungsstrecke auf einer geneigten Verpreßebene mit

Zementmörtel vollständig verfüllt. Dies war dann erreicht, wenn der Zementmörtel blasenfrei aus einer Kontrollbohrung oberhalb der Stahlmanschette austrat.



## b) Bohr- und Injektionsarbeiten

Der 1961/62 hergestellte Injektionsschleier wurde von den Ankerbohrungen für die anstehende Sanierung spitzwinklig durchgeschnitten. So waren auch aus diesem Grunde Injektionsarbeiten notwendig. Die Injektionsarbeiten wurden von den Ankerbohrlöchern aus durchgeführt und hatten folgende Aufgaben:

- Wiederherstellung der vollen Funktionsfähigkeit des durchbohrten Injektionsschleiers,
- Erhöhung der Gefügesteifigkeit des Gebirges im Krafteinleitungsbereich der Anker,
- Stabilisierung der Bohrlochwandung in der Standzeit der Bohrung und Sicherung gegen Nachfall während verschiedener Arbeitsphasen,
- Vermeidung von Umläufigkeiten zwischen den Bohrungen untereinander.

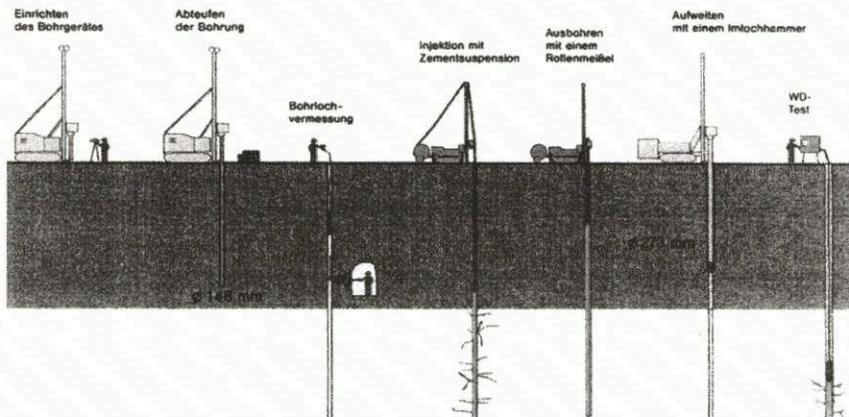
Außerdem ergab sich eine Vervollkommnung des vorhandenen alten Schleiers, da die Ankerbohrungen 10 m tiefer endeten und sich somit eine Vertiefung des Schleiers ergab.

Der Instandsetzungsbereich der Staumauer wurde, wie bereits geschildert, in 13 Abschnitte unterteilt. In jedem Abschnitt erfolgten 8 Ankerbohrungen. Zur weitgehenden Vermeidung von negativen gegenseitigen Beeinträchtigungen bei den verschiedenen Phasen (Bohren, Injizieren, WD-Tests) wurde im Pilgerschrittverfahren gearbeitet, d. h. die Bohrungen wurden innerhalb eines Abschnitts in der Reihenfolge 1, 4, 7, 2, 5, 8, 3, 6 ausgeführt.

Im einzelnen ergaben sich folgende Arbeitsschritte:

1. Abteufen einer 3,2° geneigten Kernbohrung mit  $\varnothing$  146 mm im Seilkernbohrverfahren,
2. Injektion des Gebirges von NN + 167 m bzw. NN + 173 m bis Kote NN + 214 m in der Staumauer, druckloses Auffüllen bis OK Lastverteilungsbalken (NN + 240,28 m),
3. Ausbohren des Zementsteins mit Rollenmeißel und Wasserspülung nach einer Aushärtezeit von mindestens 48 h,
4. Aufweiten der Kernbohrung im Schlagbohrverfahren (Imlochammer) mit Luftspülung auf den Enddurchmesser von 273 mm,

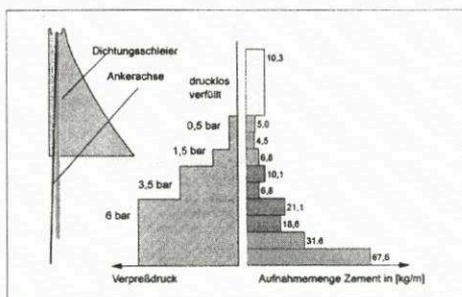
5. Durchführung von WD-Tests im Bereich der Krafteintragungsstrecke der Anker (3 Stufen á 5 m, Grenzwert: 0,5 l/min·m bei 5 bar). Wurde dieser Grenzwert unterschritten, konnte der Anker eingebaut werden, andernfalls mußte im großen Bohrloch nochmals injiziert werden. Dies war lediglich bei 8 von 104 Bohrungen erforderlich.



Die Injektionen wurden von nachstehenden Kriterien bestimmt:

- W/Z-Faktoren der Zementgemische von 1,5; 1,0; 0,8 und 0,6; Beginn mit W/Z = 1,5,
- Verminderung des W/Z-Faktors, wenn in einer Injektionsstufe eine Aufnahme von 400 l Zementsuspension überschritten wurde,
- Teufenabhängige wirksame Injektionsgrenzdrücke von 0,5 und 1,5 bar im Mauerbereich und 3,5 und 6 bar im Gebirge,
- Abbruchkriterium für die Injektion: Aufnahme je Stufe  $\leq 0,5 \text{ l/min}$  über 10 min bei maximalem Verpreßdruck.

Die Zementaufnahme der einzelnen Bohrlöcher war sehr uneinheitlich. Die Unterschiede beziehen sich jedoch nicht nur auf die Lage der Bohrlöcher, sondern auch auf die Tiefe des jeweiligen Injektionshorizontes. Die Zementaufnahme war zum einen abhängig vom Einfluß des alten, noch intakten Injektionsschleiers und zum anderen vom Anteil an offenem Kluft- bzw. Fließwegvolumen, das entweder primär vorhanden oder durch ältere Injektionen stark beeinflusst ist. Die Maximalwerte von 67,6 kg/m im Bohrlochtiefsten liegen immerhin ca. 51 % niedriger als die durchschnittliche



Zementaufnahme der nicht so tief reichenden Injektion von 1961/62. Damals wurden im Mittel 90,97 kg/m im Mauerwerk und 132,94 kg/m im Fels verpreßt.

Die Mittelwerte der Zementaufnahme betragen für die durchgeführten Injektionsarbeiten:

- unterhalb des alten Schleiers im Gebirge 44,50 kg/m,
- innerhalb des alten Schleiers im Gebirge 14,15 kg/m.

Die abschließenden WD-Tests wurden grundsätzlich nur nach der Injektion und in den untersten 15 m der Bohrlochstrecke durchgeführt. Dabei wurde der Grenzwert für den Ankereinbau deutlich unterschritten. Eine Nachinjektion im 273 mm-Bohrloch war, wie bereits erwähnt, nur in 8 Fällen notwendig.

### c) Ankereinbau

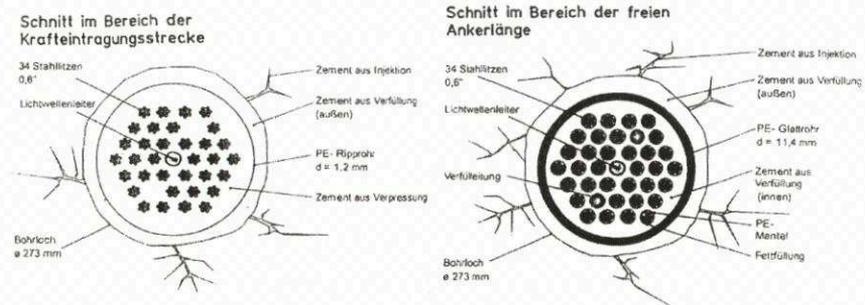
Nach erfolgreichem Abschluß des WD-Tests konnte der Anker eingebaut werden.

Vorher wurde jedoch das Bohrloch nochmals sorgfältig und intensiv gespült, um etwaige Bohrgutrückstände aus der Bohrlochwandung zu lösen und aus dem Bohrloch zu entfernen. Nun wurde der Anker auf einer flexiblen Rollenbahn vom Baustellenwerk zur Einbaustelle zwängungsfrei und unter Ausschluß schädigender mechanischer Einwirkungen transportiert. Ein großes Problem stellte die vertikale Einführung des Ankers in das Bohrloch aus seiner horizontalen Lage dar.

Praktiziert wurde schließlich eine Verfahrensweise, deren Kernstück ein ca. 6 m langer Einbaurahmen mit halbkreisförmiger Rollenbahn ist. Der Radius der Rollenbahn beträgt 2,5 m und entspricht damit dem zul. Krümmungsradius für das Zugglied. 10 m vor dem Bohrloch wurde der Anker auf die Umlenkkonstruktion aufgelegt. Dann wurde der Einbaurahmen mittels eines Autokranes langsam angehoben und schließlich das gesamte Gehänge in die Endposition oberhalb des Bohrloches bewegt. Nach Entfernen der bis hierher vorhandenen zusätzlichen Bandagen, die zum Schutz der 10 m langen Krafteintragsstrecke dienen, wurde langsam und jederzeit durch eine kopfseitige Winde gesichert der Anker in das Bohrloch abgelassen.



Während des Einbaus wurde der Raum zwischen den Litzen innerhalb des PE-Glattrohres im Bereich der freien Ankerlänge mit Zementmörtel verfüllt. Damit sollte ein Einbeulen des Hüllrohres durch den Wasserdruck im Bohrloch vermieden werden.

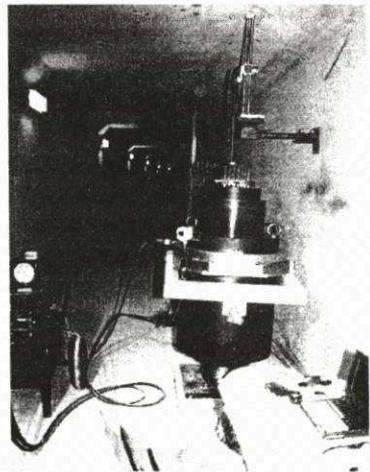


Über vorher montierte Verpreßleitungen wurde schließlich der Ringraum zwischen dem Anker und der Bohrlochwand im Bereich der Kräfteintragungslänge mit Zementsuspension verfüllt. Das verbliebene Restwasser wurde dabei nach oben verdrängt. Der komplette Einbau einschließlich Transport zum Bohrloch dauerte im Mittel 6 Stunden.

#### d) Spannen der eingebauten Anker

Nach dem Versetzen der Ankerkopfkonstruktion auf der Sohle des oberen Kontrollganges konnte mit dem Anspannen der Anker begonnen werden. Wegen einer gleichmäßigen Lasteneinbringung in den Mauerkörper wurden die Ankerkräfte stufenweise aufgebracht:

1. Abnahmeprüfung bzw. Eignungsprüfung, Prüflast 150 % = 6750 kN.
2. Anschließend Entlastung und Festlegung auf 50 % = 2250 kN.
3. Nach Abschluß sämtlicher Abnahmeprüfungen zweiter Belastungsgang mit Lastaufbringung auf 80 % der Gebrauchslast.
4. Letzter Arbeitsgang mit endgültiger Festlegung auf 100 % = 4500 kN.
5. Die einzelnen Bauzustände für die Aufbringung der Last wurden bei der statischen Bemessung der Kontrollgangsohle als Lastverteilungsbalken berücksichtigt.

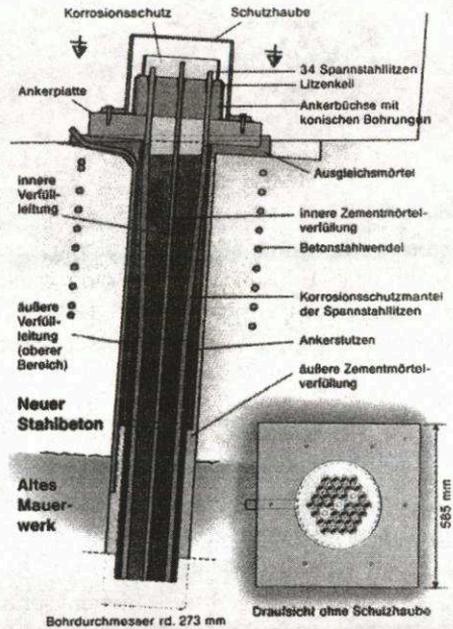


Bei der Aufbringung der Prüflasten treten Dehnungen bis 45 cm auf. Die für die Spannarbeiten einzusetzenden Pressen müssen eingerichtet sein auf:

- maximale Hubkraft 6750 kN, gewählt 7500 kN,
- Kolbenhub mindestens 45 cm, entsprechend dem elastischen Dehnweg, gewählt 50 cm,
- Kompaktbauweise für den Einsatz unter beengten Verhältnissen im Kontrollgang,  $\varnothing$  1,0 m, Höhe 1,0 m.

Zum Schluß erfolgte der Korrosionsschutz des Ankerkopfes und das Aufbringen der Schutzhaube.

Der komplette Ankereinbau endete termingerecht Ende März 1994. Zur kontinuierlichen Überwachung der Ankerkräfte wurden 10 der 104 Anker mit Druckmeßdosens und Lichtwellenleitern versehen. Die Baumaßnahme hat gezeigt, daß hochtragfähige Daueranker auch unter Baustellenbedingungen hergestellt werden können. Voraussetzung hierfür ist eine fachgerechte und sorgfältige Ausführung aller Arbeitsschritte sowie eine kontinuierliche Überwachung derselben bis zum letzten Arbeitsgang.



Kopf des Dauerfelsankers Stump-SUSPA

#### 4.5.3 Restarbeiten an der Staumauer

Nach dem Abschluß der Verankerungsarbeiten wurden die brauchbaren zwischenlagerten Sandsteinquader nach einer gründlichen Reinigung wieder originalgetreu zur Sandsteinbrüstung aufgebaut und die Straßenbauarbeiten im Bereich der Brücke über die HW-Entlastung und auch im seitlichen Bereich durchgeführt. Auch die gesamten Ansichtsflächen der luftseitigen Mauerflächen wurden gründlich instandgesetzt. Dabei wurde schadhaftes Natursteinmaterial ausgewechselt, schadhafte Fugen 8 cm tief ausgekratzt und wieder verfüllt. Bereits kurz nach dem ersten Abbinden des Mörtels erfolgte als Nachbehandlung eine Reinigung der Sanierungsfläche per Rotordüse mit 150 - 230 bar Wasserdruck. Analog wurde auf den wasserseitigen Mauerflächen außerhalb des eigentlichen Instandsetzungsgebietes verfahren. Die gesamten Instandsetzungsarbeiten (ohne Tosbecken) wurden termingerecht Ende April 1994 beendet.

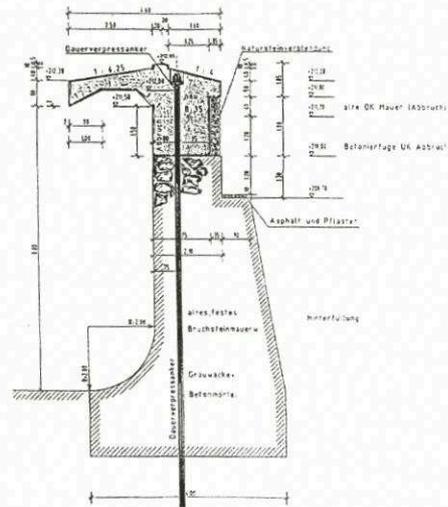
#### 4.5.4 Erneuerung der Grundablässe und der Turbinenzulaufrohre

Die 1914 in Betrieb genommenen 6 Grundablaßrohre  $\varnothing$  1350 mm an der rechten Seite der Staumauer waren aus genieteten Flußeisenblechen gefertigt. Dieses Material ist nach heutigen Maßstäben nicht alterungsbeständig und neigt zum Spröbruch. Sowohl die Bundesanstalt für Wasserbau als auch der Germanische Lloyd Hamburg kamen zu dem Ergebnis, daß die Sprödrübe bereits bei niedrigen Gebrauchsspannungen auftreten und durch die Dauerschwingungen im Grundablaßbetrieb ausgelöst werden. Die Grundablässe sollten in den nächsten Jahren erneuert werden. Dies geschah im Rahmen der gesamten Instandsetzungsarbeiten. Bei der gewählten Ausführungsvariante wurde ein entsprechend vorbereitetes Rohr von DN 1200 mm in das vorhandene Rohr DN 1350 mm eingebaut. Der Ringraum zwischen altem und neuem Rohr wurde mit vergütetem Zementmörtel verpreßt. Auch die wasserseitigen und luftseitigen Absperrschieber wurden ausgewechselt. Die Triebwasserleitungen des Kraftwerkes an der linken Seite der Staumauer bestanden aus dem gleichen Material, so daß die analogen Probleme anstanden. Es handelte sich hier um 6 Rohrleitungen DN 1500 mm.

Der Betreiber des Kraftwerkes Hemfurth I, die Preußen Elektra, modernisierte im gleichen Zeitraum das komplette Kraftwerk einschließlich der Triebwasserleitungen. Nach der Wiederinbetriebnahme des neuen Kraftwerkes (Probetrieb ab 1.7.1994) bestand dieses aus 2 Francis-Spiralturbinen mit senkrechter Welle und 2 Triebwasserleitungen von DN 2500 mm. Die genaue Beschreibung des Ablaufs der Arbeiten und der entsprechenden Qualitätssicherung für die Grundablässe und die Triebwasserleitungen sowie der Umbau des Kraftwerkes übersteigen den Rahmen dieses Aufsatzes und müssen einer gesonderten Beschreibung vorbehalten sein.

#### 4.5.5 Umgestaltung des Tosbeckens

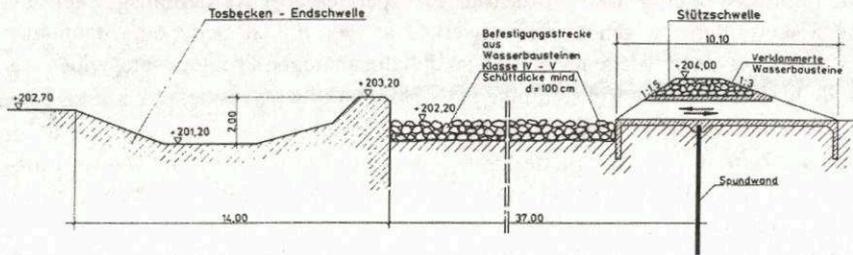
Im Anschluß an die Instandsetzung der Ederstaumauer war auch der Umbau des Tosbeckens für die schadlose Abführung des  $HQ_{1000}$  durchzuführen. Auch hierfür fanden bei der BAW Karlsruhe im Zuge des Gesamtvorhabens Modellversuche statt. Die Arbeiten am Tosbecken konnten erst nach Wiederinbetriebnahme des Kraftwerkes Hemfurth I erfolgen. Aus diesem Grund erfolgte der Umbau im Jahre 1995. Er umfaßte vor allem die völlige Neugestaltung des Tosbeckens und eine erhebliche Veränderung der Prallmauer, die das Kraftwerk



Hemfurth I vor dem über die HW-Überläufe der Staumauer oder durch die Notauslässe strömenden Wasser schützt.

Bei dem Bemessungshochwasser  $HQ_{1000}$  würde bei der jetzigen Höhe der Prallmauer das Wasser über die Mauer treten und das Kraftwerksgelände einschließlich der Gebäude überfluten. Aus diesem Grund erhielt die Prallmauer eine hydraulisch günstigere Form, um die Wassermengen in Form einer „Wasserwalze“ besser abzuleiten. Die neue Prallmauer wurde in Stahlbeton (B 25) und mit einer Kragplatte zum Sturzbett hin hergestellt und anschließend an der Luftseite mit Grauwacke-Bruchsteinen verblendet. Zur Aufnahme der Kräfte, die aus der „Wasserwalze“ auf die Prallmauer wirken, wird die Mauer mit 35 Stück Dauerankern im Felsuntergrund verankert. Die Gebrauchslast für die Anker beträgt 2200 kN.

Die Gestaltung des Tosbeckens ist in dem folgenden Längsschnitt dargestellt.

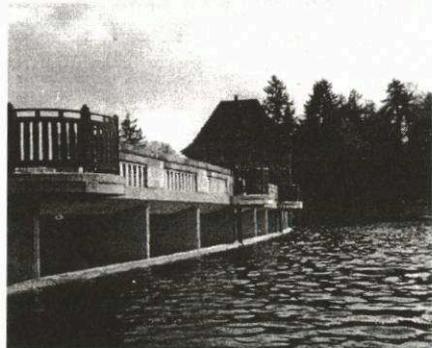


Um eine Überflutung der Baustelle möglichst zu vermeiden, wurden die kritischen Bauphasen in einer Zeit durchgeführt, in der erfahrungsgemäß nicht mit größeren Hochwässern zu rechnen ist, also von Mai bis November. Dies betraf vor allem die Herstellung der neuen Prallmauer und des Tosbeckens. Die Hauptarbeiten wurden planmäßig 1995 beendet, ohne daß ein Hochwasser die Arbeiten gefährdete.

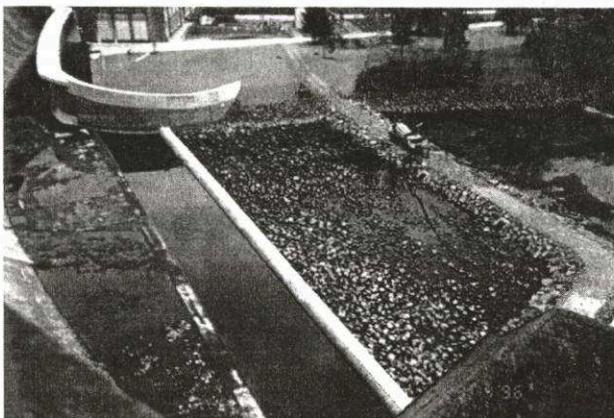
Die komplette Instandsetzung der Staumauer kostete 74,8 Mio. DM.

Dabei entfielen auf

- die Mauerinstandsetzung 55,0 Mio. DM
- Erneuerung der Grundablässe (ohne Arbeiten der Preußen Elektra) 9,5 Mio. DM
- den Umbau des Tosbeckens 10,3 Mio. DM



Überlaufbereich der Staumauer bei Vollstau nach der Sanierung



Tosbecken kurz vor der Fertigstellung

## 5 Sanierung der Diemelstaumauer

### 5.1 Gründe für die Sanierung

Bis Anfang der achtziger Jahre wurden an der Diemelstaumauer keine Sanierungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen durchgeführt. Allerdings wurden in den 60er Jahren die Notauslässe, die für den Talsperrenbetrieb als nicht mehr notwendig angesehen wurden, verschlossen.

1983 erhielt die Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW), analog zur Ederstaumauer den Auftrag, den Zustand des Bruchsteinmauerwerkes und des Felsuntergrundes hinsichtlich Festigkeit und Durchlässigkeit zu untersuchen, die Standsicherheit der Staumauer zu beurteilen und Vorschläge für ein Überwachungskonzept, entsprechend dem neuen Stand der Technik, zu erarbeiten.

Auch hier wurde festgestellt, daß die Annahme der ursprünglichen statischen Berechnung - keine Wasserdrücke in der Mauer und in der Gründungssohle - nicht mehr zutrafen.

Hinzu kam, daß auch für diese Staumauer nach der DIN 19700 künftig mit einem 1000jährigen Hochwasser ( $HQ_{1000}$ ) gerechnet werden muß. Die statische Berechnung erfolgte nach der sogenannten Balkentheorie (d. h. in den Untergrund eingespannte Kragarme mit veränderlichem Querschnitt).

Nach Vorliegen der Ergebnisse wurden im Auftrag der BAW durch das Ingenieurbüro WBI von Prof. Dr. Ing. Wittke, Aachen, vergleichende Berechnungen zur Standsicherheit nach der Methode der finiten Elemente durchgeführt. Die Berechnungen der BAW und des Ingenieurbüros WBI ergaben, daß bei den veränderten Ausgangswerten der Seewasserspiegel nur noch bis NN + 374,0 m aufgestaut werden darf, d.h. bis 2,20 m unterhalb der Überlaufschwelle. Im Katastrophenfall kann dieser Wert um 0,7 m überstaut werden. Aber auch in diesem Fall war eine Hochwasserentlastung über die Hochwasserüberläufe nicht mehr möglich.

Aus diesem Grund wurden die in den 60er Jahren verschlossenen Notauslässe wieder in einen betriebsfähigen Zustand versetzt.

Bereits 1985, während der ausführlichen Untersuchungen durch die BAW, wurden für die Durchführung eines umfangreichen Meßprogrammes in der Mauermatte auf der Höhe NN + 343,0 m ein Querstollen ausgebrochen ( $h = 3,0$  m,  $b = 2,5$  m). Der Ausbruch erfolgte mittels Sprengens und auf den letzten 3 Metern von Hand. Der Stollen endet 3 m vor der Wasserseite der Sperrmauer. Unmittelbar nach dem Vorliegen der Ergebnisse der statischen Berechnungen begannen die Planungen, mit Hilfe welcher Maßnahmen die Staumauer wieder ihre volle Funktionstüchtigkeit und Gebrauchsfähigkeit für weitere 80 - 100 Jahre erhalten kann.

## 5.2 Varianten für die Sanierung

Aufbauend auf den Berechnungen und Messungen der bestehenden Staumauer erfolgte auf der Grundlage der üblichen möglichen Sanierung von älteren Gewichtstaumauern eine Diskussion der statisch erforderlichen und wirtschaftlich notwendigen Lösungsmöglichkeiten. Daran waren weiterhin maßgebend die BAW Karlsruhe und das Büro WBI, Aachen, beteiligt.

Nachstehende Lösungen wurden diskutiert:

### 1. Luftseitige Verstärkung der Mauer mittels Beton oder Mauerwerk

- Vorteil: ohne größere Absenkung des Seewasserspiegels möglich,
- Nachteil: umfangreiche Veränderung des luftseitigen Bildes der Staumauer (Denkmalschutz!),

### 2. Verankerung der Mauer im Fels (ähnlich Ederstaumauer)

- Vorteil: Arbeiten bei teilweise abgesenktem Wasserspiegel möglich, keine größere Einschränkung der Nutzung der Talsperre während der Baumaßnahme,
- Nachteil: Völlige Erneuerung des Mauerkopfes notwendig (siehe Ederstaumauer),

### 3. Erhöhung der notwendigen Vertikalkraft mittels einer Auflast (z. B. Massenbeton)

- Vorteil: Arbeiten sind ebenfalls bei geringfügig abgesenktem Stauwasserspiegel möglich,
- Nachteil: Sichtbare Veränderung der Mauerkrone notwendig (Denkmalschutz!),

### 4. Herstellung einer dichten wasserseitigen Vorsatzwand

- Vorteil: Eine Durchströmung wird langfristig verhindert (keine Wasser drücke); diese Maßnahme muß kombiniert werden mit einer sorgfältigen Abdichtung des Felsuntergrundes vor der Mauer,
- Nachteil: es ist eine völlige Entleerung der Talsperre erforderlich,

### 5. Herstellung eines Injektionsschleiers in der Mauer und im darunterliegenden Fels sowie das Bohren von Drainageleitungen luftseitig der Injektion



- Bohr- und Verpreßarbeiten vom neuen Kontrollgang in den Felsuntergrund einschließlich Dränagebohrungen,
- Erneuerung der 7-feldrigen Brücke über die Hochwasserüberläufe in Halbfertigteilbauweise,
- Instandsetzung des Tosbeckens.

Die Ausschreibung erfolgte im „offenen Verfahren“ EU-weit. Zum Eröffnungstermin am 15.08.1995 wurden 7 Hauptangebote und 3 Nebenangebote vorgelegt. Nach eingehender Prüfung und Wertung wurde der Auftrag an die Bietergemeinschaft Oevermann, Feldhaus, Stump am 16.10.1995 erteilt.

## **5.4 Durchführung der Instandsetzung**

### **5.4.1 Ausbruch des Kontrollganges**

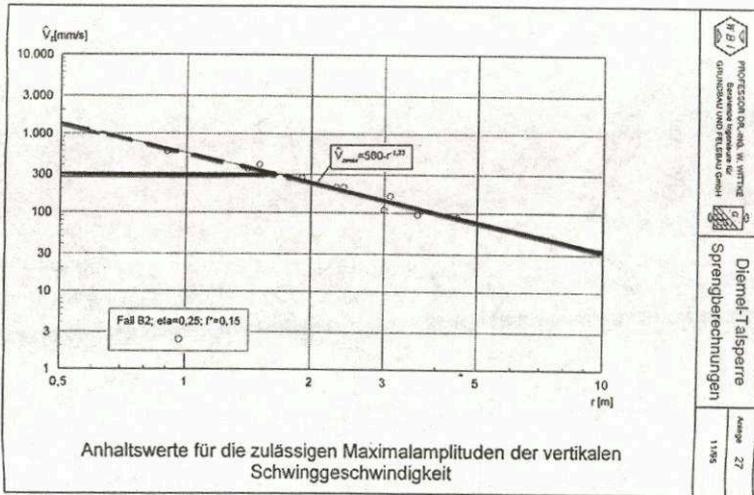
Für die Anordnung des auszubrechenden Kontrollganges in der Gründungsfuge zwischen Mauer und Fels war die genaue Höhenlage der Gründungssohle zu erkunden, da darüber keine genauen Unterlagen vorlagen. So wurden als erstes 15 Erkundungsbohrungen als Kernbohrung von der Mauerkrone bis in den Untergrund abgeteuft. Auf der Grundlage dieser Bohrerergebnisse wurde dann die genaue Höhenlage des Kontrollganges festgelegt.

Der Kontrollgang verläuft auf der Talsohle (ca. 85 m Länge) und wird in den beiden Hangbereichen bis auf die Höhe ca. NN + 358 m geführt. Die Neigung der Hänge beträgt ca. 29° bzw. 34°. Der genaue Verlauf des gesamten Kontrollganges ist in der nachfolgenden Zeichnung ersichtlich.

Der Ausbruch des Kontrollganges sowie der zugehörigen Stollen und Schächte erfolgte mittels Bohr- und Sprengvortrieb. Für die Beurteilung der Auswirkungen des sprengtechnischen Vortriebs auf die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit der Staumauer beauftragte das Wasser- und Schifffahrtsamt Hann. Münden im Vorfeld der Ausschreibung das Ingenieurbüro WBI, Prof. Dr. Ing. Wittke, Aachen. Prof. Dr. Ing. Wittke hatte bereits an der Urfttalsperre des Wasserverbandes Eifel-Rur, die erforderlichen Berechnungen durchgeführt und die notwendigen Sprengversuche begleitet, so daß dort das Sprengverfahren erfolgreich angewendet werden konnte. Die Bauüberwachung im Auftrage des Bauherrn erfolgte ebenfalls durch das Büro WBI. Auf diese Erfahrungen aufbauend, konnten entsprechende Berechnungen durchgeführt werden, die zunächst eine Eichung der Berechnungen anhand der an der Urfttalsperre gemachten Erfahrungen und Messungen beinhalteten. Entsprechend dieser Eichung wurden Empfehlungen für die sprengtechnische Umsetzung bei der Auffahrung des Kontrollganges der Diemelstaumauer gegeben und die zu erwartenden Erschütterungen und Beanspruchungen der Mauer mit Hilfe von Berechnungen prognostiziert.



Ein durch den Auftragnehmer durchzuführender Sprengversuch sollte diese Prognosen bestätigen oder zu einer Modifizierung des Sprengschemas führen. Durch die Berechnungen ergaben sich auch Maximalamplituden der zulässigen Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Entfernung zur Sprengstelle (in doppelt logarithmischem Maßstab aufgetragen ergibt sich hierfür eine Gerade).



Beim Einhalten dieser Amplituden wird die dynamische Zugfestigkeit in der Mauer in einem Abstand  $\geq 50$  cm zur Sprengstelle nicht überschritten, so daß die Zone, in welcher Auflockerung oder Mikrorisse nicht ganz ausgeschlossen werden können, auf maximal 50 cm beschränkt wird. Auf Grund dieses geringen Bereiches kann davon ausgegangen werden, daß sich weder für die Standsicherheit noch für die Gebrauchsfähigkeit der Mauer Einschränkungen ergeben. Die Darstellung der theoretischen Grundlagen für die sprengtechnischen Berechnungen und die Erläuterung der durchgeführten Berechnungen des Büros WBI sollten das Thema eines gesonderten Aufsatzes bzw. Vortrages sein.

Der Bauherr beschränkte in Abstimmung mit WBI in der Ausschreibung die maximale Schwinggeschwindigkeit auf 300 mm/s im Abstand von 50 cm zur Sprengstelle. Der Sprengversuch wurde nach sorgfältiger Vorbereitung und Abstimmung des Sprengbildes zwischen der Ausführungsfirma Feldhaus, dem Büro Prof. Dr. Ing. Wittke und dem WSA Hann. Münden durchgeführt. Dabei wurden die auftretenden Schwinggeschwindigkeiten mit 3-Komponenten-Aufnehmern (Geophone) aufgenommen. Der Versuch bestätigte nahezu die Berechnungen und das festgelegte Sprengbild. Mit leichten Korrekturen konnte das Sprengverfahren für das Auffahren des Kontrollganges freigegeben werden.

Das endgültige Schema geht von einer Abschlagslänge von 1,0 m aus. Dabei werden 16 parallele Bohrungen ( $l = 1,0$  m) ausgeführt, die in 12 Zündstufen (Verzögerungszeit zwischen den Zündstufen 25 - 30 ms) den Einbruch bewirken.

Unmittelbar danach werden fortlaufend 30 Kranzbohrlöcher in 7 analogen Zündstufen gezündet, wodurch das Profil des Kontrollganges entsteht. Die Gesamtdauer einer Sprengung beträgt somit ca. 0,5 s. Pro Zündstufe werden 400 g Sprengstoff gezündet (Einbruchbohrlöcher mit Ammon Gelit 2 und Kranzbohrlöcher mit Sprengschnur Multicord 100), d.h. z.B. bei 4 Bohrungen/Zündstufe erhält jede Bohrung nur 100 g Sprengstoff; bei 2 Bohrungen je 200 g und bei 1 Bohrung 400 g.

Durch den Zündabstand von 25 - 30 ms/Zündstufe ergaben sich keine Überlagerungen der Schwingungen der einzelnen Zündstufen, sondern in jeder Zündstufe waren die Schwingungen abgeklungen, bevor die nächste Zündstufe nach 25 - 30 ms zündete.

Die Sprengarbeiten wurden im Auftrage des Bauherrn durch das Büro WBI intensiv begleitet. Für jeden einzelnen Abschlag wurde eine sorgfältige Dokumentation erstellt. Jedes Sprengbild wurde z. B. vor dem Sprengvorgang vom Überwachungsbüro abgenommen und alle Ergebnisse der Sprengung schriftlich festgehalten.

Zusammenfassung der Daten zu den Sprengarbeiten nach Abschluß der Sprengarbeiten

Zeitraum der Sprengarbeiten:	Dez. 1995 bis Mai 1996 (23 Wochen) (ca. 120 Arbeitstage)
Anzahl:	252 Sprengungen
Hohlraumvolumen (Sollprofil):	ca. 1100 m <sup>3</sup>
im Mittel pro Sprengung:	4,4 m <sup>3</sup>
Querschnittsfläche i. M.:	ca. 6 m <sup>2</sup> (2,2 m x 2,9 m)
Vortriebsstrecke:	195 m
Sprengmittel:	Ammon Gelit 2 (200 gr. Patronen) und Sprengschnur Multicord 100
Sprengstoffverbrauch im Mittel:	6,1 kg/Sprengung
insgesamt:	1.529 kg
spez.:	1,39 kg/m <sup>3</sup>
Anzahl der Bohrungen; Zünder:	9854 St
Bohrmeter:	8673 m
Bohrmeter/Sprengung:	39,4 m/Spr
Schwingungsmessungen:	bei 252 Sprengungen an 1036 Meßpunkten
Fa. Geophysik	3126 Einzelmessungen
WBI (Gerät der Fa. Feldhaus):	bei 149 Sprengungen an 444 Meßpunkten 885 Einzelmessungen

# Beispiel für die Dokumentation eines Spreng-Abschlags (Sprengung Nr. 42)

PROFESSOR DR.-ING. W. WITTE  
Beratendes Ingenieurbüro für  
GRUND-BAU UND FELSBAU GMBH

Diemetalsperre  
Sprengvortrieb

Anlage 1/2 - 3  
31.10/94

Sprengprotokoll Nr. 42 Sprengstelle im Kontrollgang  
Laster / rechner Mass. 4,7 t/m

Diemetalsperre, den 31.10.94 Uhrzeit 12:05

*W. Witte*  
Sprengmeister

*R. Schuch*  
Sprengvortrieb

Sprengbild

PROFESSOR DR.-ING. W. WITTE  
Beratendes Ingenieurbüro für  
GRUND-BAU UND FELSBAU GMBH

Diemetalsperre  
Sprengvortrieb

Anlage 1/2 - 4  
31.10/94

Sprengprotokoll Nr. 42 Sprengstelle im Kontrollgang  
Laster / rechner Mass. 4,7 t/m

Stufe	Verzagszeit (ms)	Borhlochlänge (m)	Anzahl Zünder	Ladung/Zünder AG II (kg)   SC100 (kg)
0	0	1,0	2	200
1	30	1,0	2	200
2	60	1,0	2	200
3	90	1,0	2	200
4	120	1,0	1	200
5	150	1,0	1	200
6	180	1,0	1	200
7	210	1,0	1	200
8	240	1,0	1	200
9	270	1,0	1	200
10	300	1,0	1	200
11	330	1,0	1	200
12	360	1,0	1	200
13	390	1,0	1	200
14	420	1,0	1	200
15	450	1,0	1	200
16	480	1,0	1	200
17	510	1,0	1	200
18	540	1,0	1	200
Summe		6,2	2	4,0 kg   3,0 kg

Anzahl der Bohrungen: 0,6  
Abschlaglänge: 0,6 m  
Ladungsmenge total: 2,0 kg  
max. Ladungsmenge pro Zündstufenzünder: 200 kg  
max. Ladungsmenge: 200 kg/m<sup>3</sup>  
Abschlag erfolgte gemäß Sprengbild vom 31.10.94 (4. Anlage W-2)

Diemetalsperre, den 31.10.94 Uhrzeit 12:05

*W. Witte*  
Sprengmeister

*R. Schuch*  
Sprengvortrieb

Sprengprotokoll

PROFESSOR DR.-ING. W. WITTE  
Beratendes Ingenieurbüro für  
GRUND-BAU UND FELSBAU GMBH

Diemetalsperre  
Sprengvortrieb

Anlage 1/2 - 5  
31.10/94

Sprengprotokoll Nr. 42 Sprengstelle im Kontrollgang  
Laster / rechner Mass. 4,7 t/m

Meßstelle Nr. 1 (a = 0,5 m)

Meßstelle Nr. 2 (a = 0,5 m)

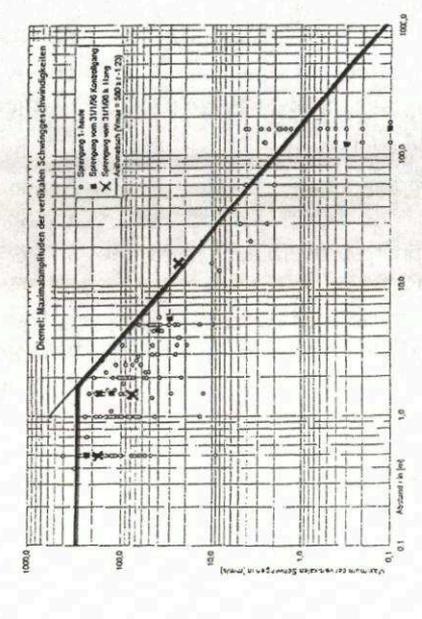
Meßstelle Nr. 3 (a = 0,5 m)

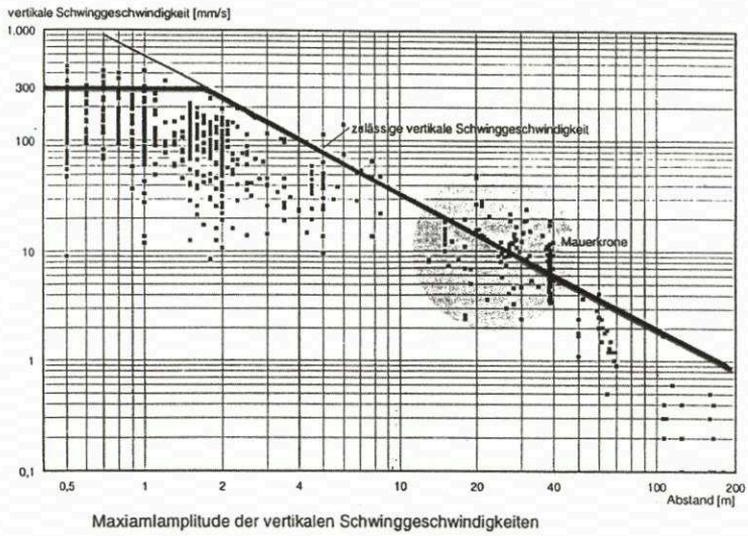
Diemetalsperre, den 31.10.94 Uhrzeit 12:05

*W. Witte*  
Sprengmeister

*R. Schuch*  
Sprengvortrieb

Ergebnisse der Kontrollmessungen





Erfolgte Sprengung (in der Nähe des linken Hangeinganges)



So konnten auch während der Bau-durchführung leichte Korrekturen am Sprengbild auf Grund der örtlichen Gegebenheiten zwischen Vertretern des Bauherrn, der ARGE und WBI abgestimmt werden. Durch diese intensive Zusammenarbeit konnten die Sprengarbeiten erfolgreich durchgeführt werden. Der vorgegebene Bauzeitrahmen konnte eingehalten werden und das Profil des Kontrollganges war gut. Nacharbeiten waren nur in geringem Umfang notwendig.

Sprengabschlag fertig zur Zündung

#### 5.4.2 Bohr- und Injektionsarbeiten von der Mauerkrone

Zur Wiederherstellung der Standsicherheit und damit der vollen Gebrauchsfähigkeit der Staumauer dient neben dem Ausbruch des Kontrollganges vor allem die Herstellung eines Dichtungsschleiers in der Staumauer und im Fels sowie die Anordnung von Dränagen luftseitig des Dichtungsschleiers. In den Jahren 1984/85 und 1992/93 wurden zur Abschätzung der Wasserdurchlässigkeit des Mauerwerks und des Felsuntergrundes Kernbohrungen abgeteuft und WD-Tests durchgeführt.

Im Mauerwerk ergaben sich  $k_f$ -Werte von  $1 \cdot 10^{-7}$  bis  $5,7 \cdot 10^{-6}$  m/s, der mittlere Wert beträgt  $1,1 \cdot 10^{-6}$  m/s.

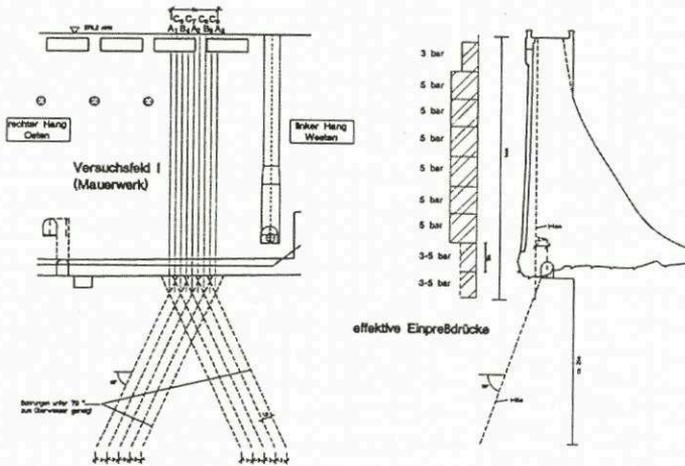
Im Felsuntergrund ergaben sich bis 20 m Tiefe  $k_f$ -Werte von  $1 \cdot 10^{-6}$  -  $7,1 \cdot 10^{-6}$  m/s. Darunter liegen die  $k_f$ -Werte bei  $1 \cdot 10^{-8}$  bis  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s.

Die erforderlichen Bohr- und Injektionsarbeiten für die Staumauer wurden von der Mauerkrone ausgeführt.

Auch für die Überwachung der Bohr- und Injektionsarbeiten vor Ort beauftragte der Bauherr das Büro WBI von Prof. Dr. Ing. Wittke. So lag die Bauüberwachung für die beiden Spezialgewerke Sprengarbeiten und Injektionsarbeiten in einer Hand, was sich auf der Baustelle sehr gut bewährte.

Wie ausgeschrieben, begannen die Arbeiten mit einem Injektionsversuch. Ziel des Versuches war es, die Zusammensetzung des Verpreßgutes, die vorgegebenen Verpreßdrücke und den Bohrlochabstand zu überprüfen. Im Rahmen des Einpreßversuches wurden 9 Bohrungen ausgeführt. Die Bohr- und Einpreßarbeiten sollten generell in Anlehnung an das Pilgerschrittverfahren in drei Serien erfolgen. Dabei sollten zunächst die Bohrungen der A-Serie (Abstand 4 m) abgeteuft und verpreßt werden. Danach sollte die B-Serie (ebenfalls Abstand 4 m, jeweils mittig zwischen die A-Bohrungen) abgeteuft und verpreßt werden. Die Bohrungen der C-Serie weisen einen Abstand von 2 m auf und liegen zwischen den Bohrungen der A- und B-Serie. Damit entsteht ein fertiges Bohrraster von 1 m Bohrlochabstand.

Analog wurde auch bei dem Injektionsversuch verfahren. Das Versuchsfeld war 8 m breit, wurde im Talbereich angeordnet und bestand aus 9 Bohrungen (3 x Serie A, 2 x Serie B, 4 x Serie C). Die Bohrungen wurden von der Mauerkrone bis etwa 3 m unter die Gründungssohle ausgeführt. Die vertikalen Bohrungen liegen ca. 2,1 m oberwasserseitig der Kontrollgangachse.



Injektionsversuch Staumauer

Als Einpreßgut kam ein von der Fa. Stump vorgeschlagenes Feinstbindemittel (Seifert-Feinstbindemittel 8000 NW-HS-NA) zum Einsatz. Der Einpreßvorgang begann in jedem Verpreßabschnitt mit einem hohen Wasser-Zementfaktor (2,0). Erst wenn auf Grund zu hoher Durchlässigkeiten der vorgegebene maximale Einpreßdruck nach einer Aufnahmemenge von ca. 1000 l nicht erreicht wurde, wurde auf einen geringeren Wasser-Zement-Wert umgestellt (1,5). Dieser Vorgang konnte ggf. noch weiter herabgesetzt werden (bis 0,8). Die Bohrungen wurden nach Erreichen der Endteufe abschnittsweise von unten nach oben verpreßt. Die Länge der Verpreßabschnitte betrug i. d. R. 5 m. Bei Umläufigkeiten wurde der Verpreßabschnitt verkürzt.

Der für eine Verpreßstufe zu erreichende Enddruck richtete sich nach der Teufenlage, den herrschenden Wasserdruckverhältnissen und dem Abstand zum Mauerrand bzw. zum Kontrollgang. Auf Grund des geringen Abstandes zum Mauerrand und zum Kontrollgang beträgt der maximale effektive Verpreßdruck auf den oberen 5 m 3 bar und im Bereich des Kontrollganges 3 - 5 bar. In den restlichen Bereichen konnte mit einem effektiven Einpreßdruck von 5 bar gearbeitet werden. Während der Einpreßarbeiten wurden die Einpreßdrücke entsprechend den Aufnahmemengen und den Beobachtungen noch korrigiert. Die Wasserdurchlässigkeit des Mauerwerks vor der Injektion wurde mit Hilfe von WD-Tests ermittelt. Die WD-Tests erfolgten parallel zum Abteufen der Bohrungen in 5 m-Abschnitten mit jeweils 5 Druckstufen (1-3-5-3-1 bar). Im Anschluß an die Einpreßarbeiten der B-Serie wurden zwei Bohrungen der C-Serie als Kernbohrung abgeteuft und dabei wie oben beschrieben WD-Tests durchgeführt. Auf diese Weise konnten Erkenntnisse über die Reichweite der Einpressungen und den zu diesem Zeitpunkt erzielten Abdichtungserfolg erlangt werden.

Der Einpreßversuch ergab kein eindeutiges Ergebnis. Es war unklar, ob die Mauer ein sehr geringes Aufnahmevermögen besitzt oder ob die geringe Feinstzementaufnahme daran lag, daß das ausgeschriebene Vollbohrverfahren nicht geeignet für die Arbeiten bei dieser Mauer ist. Es zeigte sich, daß die durchgeführten Kernbohrungen eine größere Aufnahme aufwiesen als die Vollbohrungen (allerdings war der Kernbohrdurchmesser 146 mm, der Durchmesser der Vollbohrung 86 mm). Aus diesem Grund erfolgte eine Erweiterung des Injektionsversuches. Dabei wurden Kernbohrungen mit  $\varnothing$  92,2 mm und Vollbohrungen mit  $\varnothing$  86 mm abgeteuft und verpreßt. Bei diesem zweiten Injektionsversuch ergaben sich keine signifikanten Unterschiede im Bereich der Mauer. Da zum anderen die Kosten zwischen Hammer- und Kernbohrung erheblich differieren (ca. 1 : 9), wurde entschieden, beim Hammerbohrverfahren, wie ausgeschrieben, zu verbleiben.

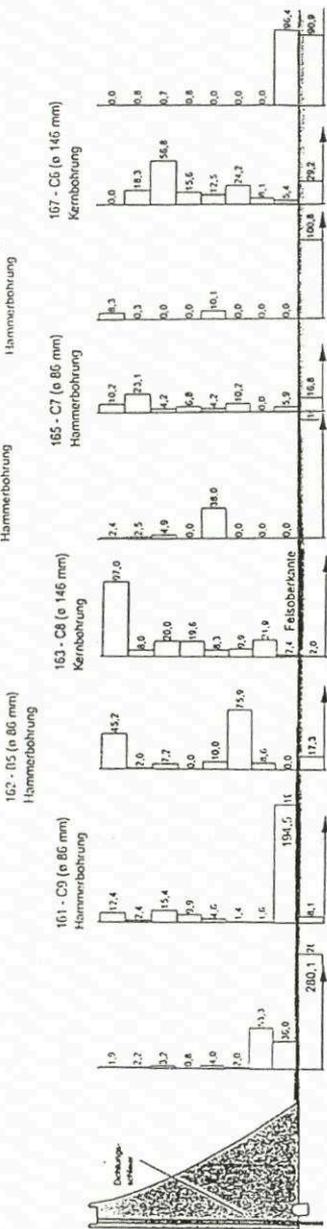
Sollten die Verpreßarbeiten nicht überall den gewünschten Erfolg zeigen, wäre es wirtschaftlicher, an den entsprechenden Stellen noch Zusatzbohrungen als D-Serie einzubringen. Nach der Entscheidung für die ausgeschriebene Lösung begannen die Bohr- und Verpreßarbeiten von der Mauerkrone in Tag- und Nachtschicht. So konnten die Arbeiten fristgemäß durchgeführt werden.

Im Nachgang stellte sich die Entscheidung, beim Hammerbohrverfahren zu bleiben, als richtig heraus. Die Verpreßarbeiten ergaben einen so dichten Injektionschleier, daß keine zusätzliche D-Serie notwendig wurde.

Die Ausführung der Drainagebohrungen erfolgte so versetzt nachlaufend, daß keine Beeinträchtigung durch die Verpreßarbeiten erfolgen konnte. Auf Grund der erforderlichen hohen Genauigkeit der Bohrungen (maximale Abweichung 1 %) wurden diese als Kernbohrungen  $\varnothing$  146 mm ausgeführt.

# Injektionsversuch in der Staumauer Zementaufnahme in kg/lfdm

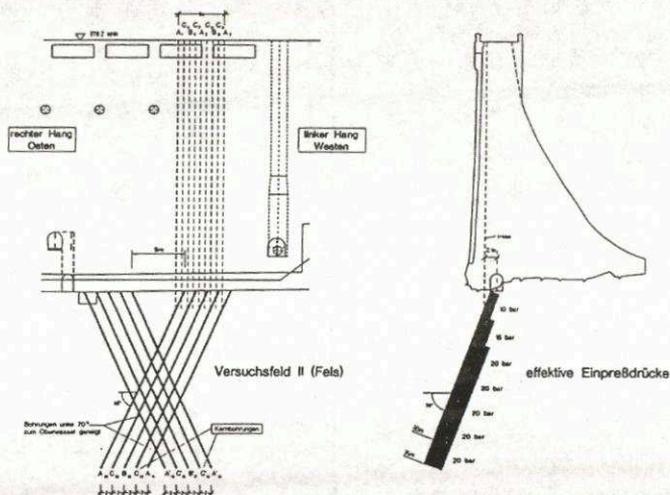
160 - A3 (ø 86 mm) Hammerbohrung  
 161 - C9 (ø 86 mm) Hammerbohrung  
 162 - D5 (ø 86 mm) Hammerbohrung  
 163 - C8 (ø 146 mm) Kernbohrung  
 164 - A2 (ø 86 mm) Hammerbohrung  
 165 - C7 (ø 86 mm) Hammerbohrung  
 166 - B4 (ø 86 mm) Hammerbohrung  
 167 - C6 (ø 146 mm) Kernbohrung  
 168 - A1 (ø 86 mm) Hammerbohrung



### 5.4.3 Bohr- und Injektionsarbeiten vom neuen Kontrollgang

Die Bohr- und Injektionsarbeiten im Felsgestein erfolgten von dem neu aufgefahrenen Kontrollgang aus. Auch hier begannen die Arbeiten mit einem entsprechenden Einpreßversuch.

Der Injektionsversuch im Fels erfolgte dort, wo die Probeinjektionen im Mauerwerk durchgeführt wurden, so daß auch die Überschneidung der beiden Dichtungsschleier erprobt werden konnte. Um mit den Injektionsbohrungen das Trennflächengefüge besser durchhören zu können, wurden die Bohrungen im Fels zusätzlich zur Neigung in Richtung Oberwasser auch noch in Richtung linker oder rechter Hang geneigt. Der Injektionsversuch setzte sich daher aus 10 Bohrungen zusammen, die zur Hälfte in Richtung des linken Hanges und zur Hälfte in Richtung des rechten Hanges geneigt sind.



Injektionsversuch Fels

Die Bohr- und Einpreßarbeiten erfolgten wie in der Mauer in Anlehnung an das Pilgerschrittverfahren (Serie A, B und C). Die Bohr- und Einpreßarbeiten liefen nach dem gleichen Schema ab wie bei den Einpressungen im Mauerwerk. Einziger Unterschied sind die maximalen Einpreßdrücke, die im Untergrund deutlich größer sind als im Mauerwerk und mit der Tiefe zunehmen. Im Bereich bis 5 m unterhalb der Gründungssohle wird der maximale Einpreßdruck auf 5 - 10 bar beschränkt. Ab einer Tiefe von 5 m kann mit einem effektiven Einpreßdruck von 10 - 20 bar verpreßt werden. Auch hier wurde der Einpreßdruck entsprechend den Beobachtungen noch korrigiert.

In je einer Bohrung der A- und A'-Serie wurde mit Hilfe von WD-Tests die Durchlässigkeit des Felsuntergrundes vor der Einpressung ermittelt. Zur Überprüfung des Abdichtungserfolges der A- und B- bzw. A'- und B'-Serien wurde je eine

Bohrung der C- und C'-Serie als Kernbohrung ausgeführt, in der gleichzeitig WD-Tests durchgeführt wurden.

Beim Einpreßversuch und auch bei den nachfolgenden Verpreßarbeiten ergaben sich höhere Zementaufnahmen als im Mauerbereich (Klüfte). Beim Einpreßversuch stellte sich zusätzlich heraus, daß in der vorgesehenen Verpreßtiefe von 35 m im Fels noch eine solch hohe Zementaufnahme stattfand, daß nicht von einem Dichtungserfolg ausgegangen werden konnte. Erst bei einer zweimaligen Verlängerung um 5 m, d. h. bei einer Gesamtverpreßtiefe von 45 m ergab sich eine solche Abnahme der Zementaufnahme, daß auf Grund der Verpreßtiefe und Zementaufnahme von einem ordnungsgemäßen Dichtungsschleier gesprochen werden konnte.

Die eigentlichen Verpreßarbeiten im Anschluß an den Einpreßversuch bestätigten den Versuch. Dabei konnte auch durch die erhebliche Abnahme der Zementaufnahme in den Serien A bis C der Injektionserfolg nachgewiesen werden.

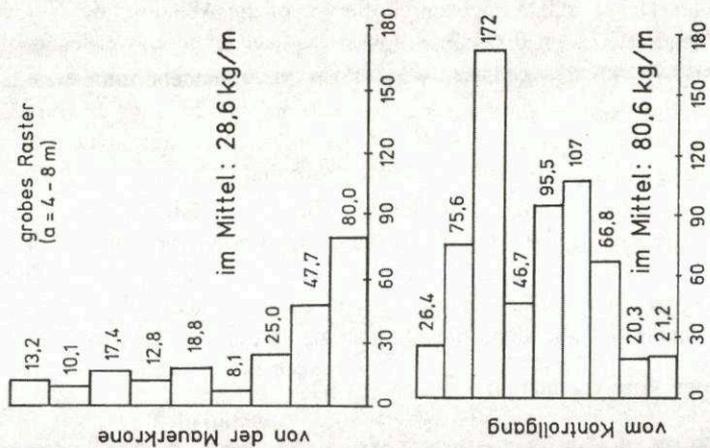
Im Anschluß an die Verpreßarbeiten erfolgten die Drainagebohrungen. Für diese Bohrungen vom Kontrollgang aus wurde ein Bohrlochdurchmesser von 101 mm und eine Richtungsgenauigkeit von 3 % gefordert. Aus diesem Grund können diese Bohrungen als Vollbohrungen abgeteuft werden.

Die gesamten Bohr- und Injektionsarbeiten stehen zur Zeit dieser schriftlichen Bearbeitung kurz vor dem Abschluß. Gegenwärtig werden noch Kontrollkernbohrungen im Fels abgeteuft und die letzten Drainagebohrungen durchgeführt. Die Auswertung ist ebenfalls fast abgeschlossen, es können sich jedoch noch geringfügige Veränderungen bei den Zementaufnahmen pro lfd. m ergeben.

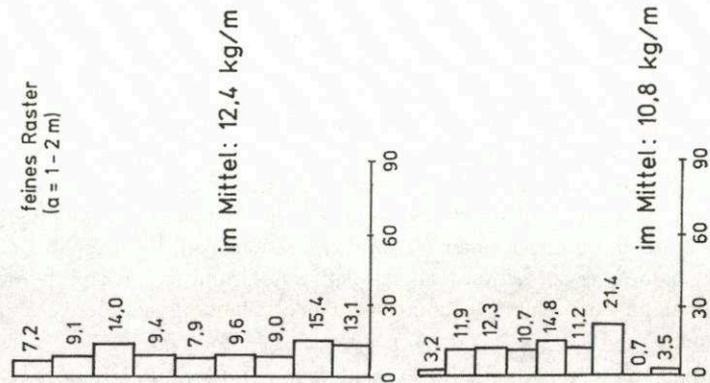
Daten zu den Verpreßarbeiten:

Bohrmeter:	Mauer	9.480 m
	Fels	<u>6.999 m</u>
	insgesamt	16.479 m
Verpreßstunden:	Mauer	2.262,0 h
	Fels	<u>1.023,5 h</u>
	insgesamt	3.285,5 h
Verpreßmengen:	Mauer	166,9 ton
	Fels	<u>163,9 ton</u>
	insgesamt	330,8 ton
Zementaufnahme:	Mauer	17,6 kg/m
		14,3 min/m
	Fels	23,4 kg/m
	8,8 min/m	

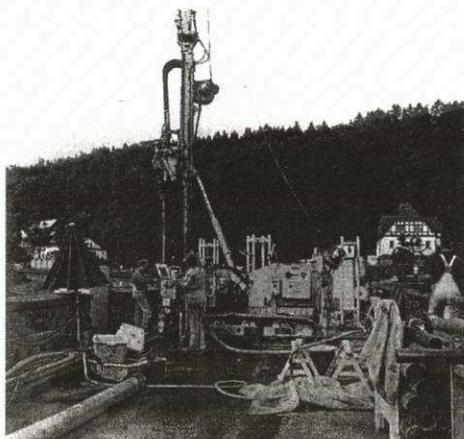
erste Verpreßserie (A-Serie)



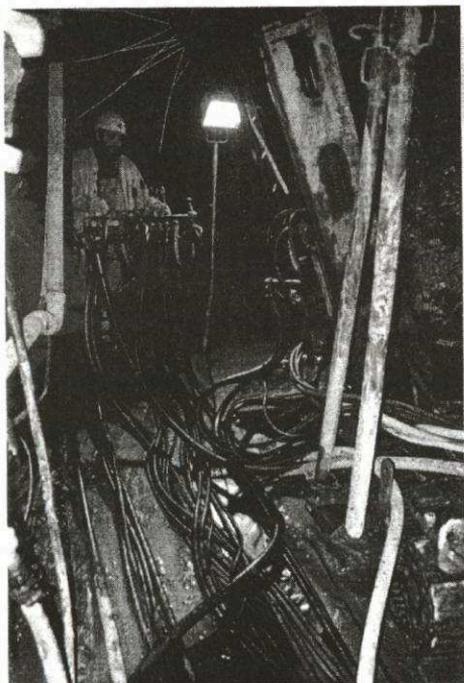
dritte Verpreßserie (C-Serie)



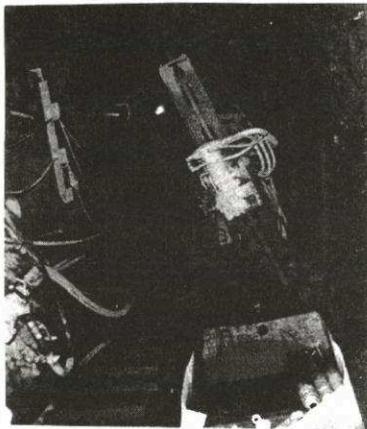
Zementaufnahme über die Teufe in Kg Zement/laufm



**Bohr- und Injektionsarbeiten  
von der Mauerkrone**



**Bohr- und Injektionsarbeiten  
vom Kontrollgang**



## 5.4.4 Sonstige Instandsetzungsmaßnahmen

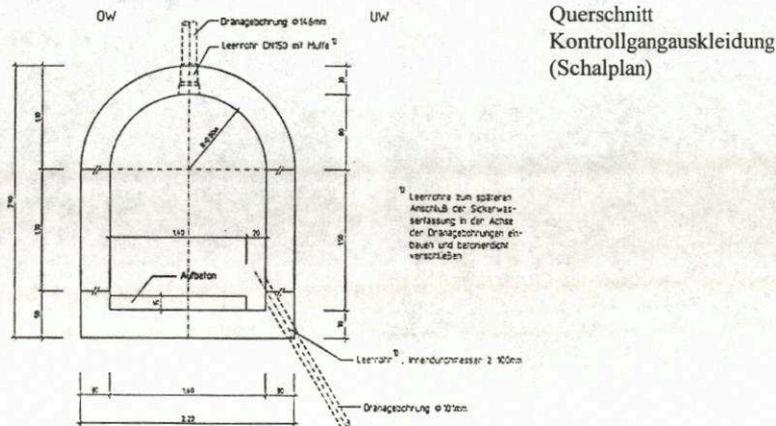
### 5.4.4.1 Auskleidung des Kontrollganges

Nach dem Auffahren des Kontrollganges war zu entscheiden, ob eine Auskleidung erforderlich wird oder nicht. Es zeigte sich, daß sich die Staumauer in einem Zustand befand, der keine Auskleidung erforderte. Dagegen neigt der freigelegte Tonschiefer zur Verwitterung und Auflockerung.

Trotz der Erkundungsbohrungen für die genaue Festlegung der Höhenlage des Kontrollganges ergab sich im Talbereich, daß der Übergang Fels/Mauerwerk überwiegend im oberen Bereich des Stollens liegt. Somit liegen große Teile des Tonschiefers frei. Desweiteren ist auch die Arbeitssicherheit im Kontrollgang durch möglicherweise ausbrechendes Gestein nicht gewährleistet.

Für eine Auskleidung spricht ferner, daß eine Erosion von Feinbestandteilen aus den Trennflächen, insbesondere bei steigendem Stauspiegel, vermieden wird. Außerdem verbindet eine wasserdichte Kontrollgangauskleidung zuverlässig den Dichtungsschleier in der Mauer mit dem Dichtungsschleier im Fels und es erfolgt eine wirksame Abdichtung der Gründungssohle. Zusätzlich ergibt sich der Vorteil, daß bei einer Auskleidung weitgehend trockene Verhältnisse im Kontrollgang vorliegen, was sich vorteilhaft auf die einzubauenden Meßgeräte und sonstige Installationen auswirkt.

So wurde die Entscheidung getroffen, die als Bedarfsposition vorgesehene Stahlbetonauskleidung auszuführen. Die statische Berechnung und die Schalpläne für die Auskleidung liegen bereits vor.



Die Bewehrungspläne werden gegenwärtig erstellt. Da die Stahlbetonauskleidung für den vollen Wasserdruck bemessen werden muß, ergibt sich eine relativ aufwendige Bewehrung. Im jetzigen Stadium der Bearbeitung der Bewehrungspläne finden intensive Konsultationen zwischen der Firma Oevermann und dem

Ingenieurbüro WBI, welches die statische Berechnung aufgestellt und die notwendigen Zeichnungen (Schal- und Bewehrungspläne) erarbeitet hat, statt. Die Auskleidung des Kontrollganges soll im Mai diesen Jahres beginnen.

#### 5.4.4.2 Ersatz der Brücke über die HW-Überfälle und Sanierung des Tosbeckens

Die vorhandene 24 t Brücke muß aus zwei Gründen ersetzt werden.

- a) Die Konstruktionsunterkante liegt im Bereich der HW-Überfälle der Staumauer um ca. 10 cm zu tief, um das neu zu berücksichtigende  $HQ_{1000}$  mit  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  (früher  $HW_{100}$  mit  $114 \text{ m}^3/\text{s}$ ) schadlos abführen zu können.
- b) Der Überbau ist infolge mangelhafter Isolierung stark tausalz- und korrosionsgeschädigt. 1984/85 wurden bereits als Sofortmaßnahme insbesondere die wasserseitigen Randbalken mit Spritzbeton saniert.

Die technische Bearbeitung der Unterlagen für die Brückenerneuerung erfolgt gegenwärtig bei der Firma Oevermann.

Desweiteren hat der Abbruch der alten Brücke begonnen. Die Brückenerneuerung soll bis Ende dieses Jahres abgeschlossen werden. Im Gegensatz zur Edertalsperre ist bei der Diemeltalsperre keine Umgestaltung des Tosbeckens erforderlich. Es erfolgt hier nur eine Instandsetzung des bestehenden Tosbeckens. Die komplette dargestellte Instandsetzung soll Ende 1997 abgeschlossen werden. Im Frühjahr 1998 sind jedoch noch einige Arbeiten an der Staumauerausrüstung vorgesehen (z.B. Erneuerung der Antriebe der Grundablässe).

Die Kosten der Instandsetzung einschließlich Planung und Bauüberwachung werden sich voraussichtlich auf 20 Mio. DM belaufen.



Abbruch der Brücke

# COMDRILL

Bohrausrüstungen Drilling Equipment

## Unser Programm:

### Bohrwerkzeuge:

Diamantbohrkronen  
Hartmetallbohrkronen  
Kernrohre  
Rollenmeißel  
Imlochhämmer

### Geotechnik:

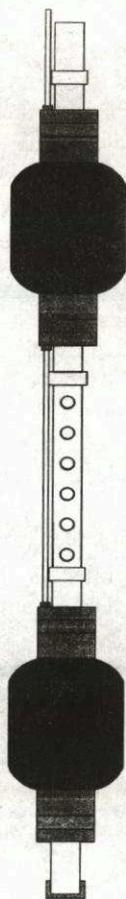
Rammsondiergeräte  
Rammkernsonden  
Probennahmesysteme für  
Grundwasser und  
Bodenluft

### Injektionsausrüstungen:

Pneumatische Packer  
Mechanische Packer  
Pumpen

### Meßtechnik:

Bohrdatenerfassung  
Druck-/Mengenerfassung  
bei Injektionen und WD-  
Versuchen



## Our Program:

### Drilling Tools:

Diamond Bits  
TC-Bits  
Core Barrels  
Tricone Rock Bits  
Downhole Hammers

### Soil Investigation:

Dynamic Penetrometers  
Sample Tubes  
Sample Devices for  
Groundwater and Air

### Grouting Equipment:

Pneumatic Packers  
Mechanical Packers  
Pumps

### Measuring Equipment:

Drilling Data Recorder  
Pressure-/Flowrate-  
Recorder for Grouting  
and Water Pressure Tests

**COMDRILL Bohrausrüstungen GmbH**

Im Kressgraben 29 · 74257 Untereisesheim

Tel.: 07132/99870 · Fax: 07132/998799