

EDERTALSPERRE 1994

Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte



Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte · Edertalsperre 1994

Aberle, Baak, Clobes, Corinth, Döhl, Feddersen, Gaitzsch, Grote, Hallauer, Heimann, Holtz, Jensch, Lasar, Lengfeld, Mühring, Neumann, Pfau, Pulina, Schütt, Schreiber, Schroeder, Schröder, Schwarz, Struckmeyer, Voigt, Weigel, Wittke,

EDERTALSPERRE 1994

Herausgegeben aus Anlaß der Wiederherstellung der Staumauer

Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes



Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte Hannover

Edertalsperre 1994

Festschrift der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte

Für dieses Buch bergestellte beziehungsweise ausgewählte Abbildungen stammen von den jeweiligen Autoren

Nachdruck auch auszugsweise nur mit Genehmigung des Herausgebers. Alle Rechte vorbehalten

Realisation:

Werbeagentur ADSERVIS Geissler & Geissler GmbH, Hannover

© 1994 Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte, Am Waterlooplatz 5, 30169 Hannover



Die Massiv- und Ankerbauarbeiten an der Ederstaumauer wurden im Auftrag des Wasserund Schiffahrtsamtes Hann. Münden von der Arbeitsgemeinschaft Brüggemann, Duisburg / Oevermann, Paderborn ausgeführt. Die Stahlwasserbauarbeiten an den Notauslässen und Grundablaßrohren erfolgten durch die Firma Noell, Würzburg.







Die Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I wurde im Auftrag der PreussenElektra durchgeführt.

PreussenElektra

Inhaltsverzeichnis

	Vorwort des Bundesministers für Verkehr - Matthias Wissman				
	Vorwort des Präsidenten der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte - DiplIng. Dierk Schröder				
	Grußwort des Bürgermeisters der Gemeinde Edertal - Willi-Ernst Schreiber				
1	Die Ederstaumauer -				
	Geschichte, Bau und bisherige Instandsetzungsmaßnahmen	DiplIng. Ernst Corinth	13		
2	Die Ermittlung des Bemessungshochwassers HQ ₁₀₀₀	DiplIng. Karl-Heinz Struckmeyer	22		
3	Die geologischen Verhältnisse	Dr. Siegfried Holtz	24		
4	Die neue statische Berechnung als Grundlage der Instandsetzung	DiplIng. Ingo Feddersen	26		
5	Standsicherheitsberechnungen der Ederstaumauer nach der FE- Methode	Prof. Dr. Ing. Walter Wittke	29		
6	Modellversuche für die hydraulische Neukonzeption	DiplIng. Siegfried Lasar DiplIng. Bernd Pulina DiplIng. (grad.) Axel Voigt	36		
7	Die Meß- und Kontrolleinrichtungen an der Staumauer - früher und heute	DiplIng. Ingo Feddersen	45		
8	Die Wasserbewirtschaftung der Edertalsperre vor, während und nach den Instandsetzungsarbeiten	DiplIng. Gunther Döhl	49		
9	Erneuerung der Notauslässe	DiplIng. Hans Heimann	52		
10	Planung zur Instandsetzung – Randbedingungen und Variantenauswahl	Dr. Ing. Walter Mühring	54		
11	Ausschreibung und Vergabe	DiplIng. Harald Grote DiplIng. Martin Lengfeld	57		
12	Teilabbruch der Mauerkrone im Sprengverfahren aus einer Kombination von Vorspalt- und Vollraumsprengung	DiplIng. Hansjürgen Pfau	65		
13	Die neue Mauerkrone mit Hochwasserentlastung und Brücke	DiplIng. Harald Grote	68		
14	Beton- und Stahlbetonarbeiten – Qualitätssicherung vor und während der Bauausführung	DiplIng. Ottokar Hallauer	79		
15	Die Zugversuche und Eignungsprüfungen an den Verpreßankern und ihre langfristige Überwachung	DiplIng. Ingo Feddersen Dr. Ing. Karl Schütt	86		
16	Neue Maßstäbe für die Bohr- und Ankertechnik	Dr. Ing. Helmut Schwarz	92		
17	Injektionsarbeiten beim Einbau der Dauerfelsanker	Dr. Ing. Hendrik Gaitzsch	101		
18	Qualitätssicherung bei den Bohr- und Ankerarbeiten zur Instandsetzung der Ederstaumauer	DiplIng. Bernd Aberle	105		
19	Erneuerung der Grundablässe	DiplIng. Karl Clobes	109		
20	Begleitende Qualitätssicherung während der Arbeiten zur Erneuerung der Grundablässe	DiplIng. Helmut Jensch DiplIng. Frank Baak	113		
21	Planung zur Umgestaltung des Tosbeckens	DiplIng. Harald Grote	115		
22	Elektrizitätswirtschaft in Preußen - PreussenElektra	Friedrich Schröder	119		
23	Erneuerung Kraftwerk Hemfurth I	DiplIng. Gerhard Weigel	121		
24	Durchdringung der Staumauer für die neuen				
25	Triebwasserleitungen im Kraftwerk Hemfurth I	DiplIng. Albert Schroeder	127		
25	Die Ederstaumauer – ein letzter Gigant der Kaiserzeit	Dr. Ing. Michael Neumann	131		
26	Neugestaltung des Staumauer-Vorplatzes, Konzeption für eine touristische Erlebniszone	Willi-Ernst Schreiber	135		
	An der Instandsetzung beteiligte Firmen und Ingenieurbüros		137		

Vorwort des Bundesministers für Verkehr

MATTHIAS WISSMANN

Die vor 80 Jahren errichtete Edertalsperre ist prägender Bestandteil einer Landschaft, die sich gerade auch durch den Stausee zur Ferienregion entwickelt hat. Sie wurde ursprünglich für die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse auf der Weser erstellt. Auch heute noch ist die Talsperre für die Binnenschiffahrt auf der Oberweser durch die Wasserabgabe in niederschlagsarmen Zeiten von großer Bedeutung. Daneben dient sie dem Hochwasserschutz in der unteren Eder, der unteren Fulda und der Weser, der Stromerzeugung und nicht zuletzt der Fischerei.

Nach ihrer nun vollendeten Instandsetzung kann die Talsperre auch künftig ihren zahlreichen Aufgaben gerecht werden.

Am 6. Mai 1994 wird die Edertalsperre wieder für ihre uneingeschänkte Nutzung freigegeben. Allen, die an Planung und Ausführung für die Sicherung der Staumauer beteiligt waren, danke ich für ihre erfolgreiche Arbeit sehr herzlich.



Allun

Matthias Wissmann

Vorwort des Präsidenten der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte in Hannover

DIPL.-ING. DIERK SCHRÖDER

Die Edertalsperre war mit gut 200 Millionen Kubikmetern Fassungsvermögen bei ihrer Errichtung die größte in Deutschland. Nach achtzig Jahren Betriebszeit ist sie die älteste der großen Talsperren. Die damals geplante Einweihung durch den letzten Deutschen Kaiser im August 1914 entfiel wegen des begonnenen Krieges.

Die Staumauer erhielt am 17. Mai 1943 durch einen Angriff englischer Bomber einen schweren Schaden, 8500 m³ Wassermassen stürzten in der Sekunde zu Tal und richteten

gewaltige Zerstörungen an; viele Menschen ertranken in den Fluten.

Der Mauerschaden wurde noch im gleichen Jahr behoben; die damalige Sprenglücke ist noch heute auch von Laien im Mauerwerk leicht zu erkennen.

Die Dichtigkeit der Staumauer wurde im Laufe der Zeit mehrmals durch Injektionen verbessert.

Höhere Anforderungen an die Sicherheit von Staumauern in den 80er Jahren und die Forderung, auch ein 1000jährliches Hochwasser schadlos abführen zu können, führten zu den jetzt vollendeten Instandsetzungsmaßnahmen.

Mit 104 Stahlankern wurde das Bauwerk gegen den Fels im Untergrund verspannt. Die Kräfte dieser Anker sind mit 4500 kN die größten, die je in Europa in einem Anker aufgebracht wurden.

Nach dieser technischen Meisterleistung können die Staumauer und damit auch die Talsperre ihrem Zweck wieder voll und ganz gerecht werden. Möge ihr Wasser in friedlichen Zeiten wieder für lange Zeit der Ederregion und dem Wesertal hinab bis nach Bremen Gutes für Schiffahrt,

Hochwasserschutz, Wasserkraftnutzung, Wassergüte und Fremdenverkehr bewirken.

Mein Dank für diese Arbeit gilt allen am Werk Beteiligten, den Planern in Ingenieurbüros und Bundesanstalten, den Baufirmen mit Bauleuten im Büro und hier auf der Baustelle und den Mitarbeitern der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung, sowie den Betroffenen in dieser herrlichen Talsperrenregion, die alle Phasen der Maßnahmen vor Ort mitgetragen haben.



felrode

Schröden

Grußwort des Bürgermeisters der Gemeinde Edertal

WILLI-ERNST SCHREIBER

Der Bau der Ederstaumauer hat, wie kein anderes Projekt in unserer Region, nachhaltige Veränderungen für Landschaft und Menschen mit sich gebracht. Als technische Meisterleistung im Zuge der verkehrs- und wasserwirtschaftlichen Ziele Preußens damals international bestaunt und bewundert, ist bis heute nichts von der großartigen Baukunst verloren gegangen. Im Gegenteil: Die Entwicklung des Edersees zu einer bedeutenden Ferienregion über die Grenzen Hessens hinaus verdanken wir der einmalig vollkommenen und schönen Liaison von Natur und

Technik.

Die liebevoll genannte gute "alte Dame", die Edertalsperre, verschließt seit 80 Jahren den Ederlauf an der Uhrenpforte in Hemfurth. Keine Frage, daß der Anstau der gewaltigen Wassermassen Sicherheit für die unterhalb der Staumauer gelegenen Siedlungen erfordert. In all den Jahren erfüllte die Schwergewichtsmauer ihre Aufgabe. Neue Standards unter Berücksichtigung eines 1000jährlichen Hochwassers verlangten die Entscheidung, die Mauer zu ertüchtigen, wie es offiziell hieß. Kein Rabatt auf Sicherheitsanforderungen, das war für jeden klar. Welche Auswirkungen beinhaltete aber eine Totalsanierung für den Tourismus?

Die Bundeswasserstraßenverwaltung nahm eine Mauerverankerung auf

sich, die bisher in dieser Form noch nie praktiziert wurde und den touristischen Interessen dadurch entgegen kam, den See nicht ablassen zu müssen.

Allen Verantwortlichen ein großes Kompliment für diese Entscheidung und Ausführung.

Präzisionsarbeit liegt hinter uns, die Mauer ist fest mit dem Untergrund verankert. Alle Beteiligten haben Hervorragendes geleistet und gezeigt, daß auch heute Baugeschichte geschrieben wird. Die Einhaltung der vorgegebenen Bauzeit verdient Lob. Baustellen dieser Dimension "beuteln" zwangsläufig Anlieger und direkt betroffene Betriebe. Schön, daß diese Interessenslage nicht vernachlässigt wurde.

Nun ist es geschafft - die Standfestigkeit der Staumauer ist auf ein 1000jährliches Hochwasser ausgelegt. Grund genug, die Fertigstellung dieser Sanierungsarbeiten gebührend zu feiern. An dem Wochenende vom 6. - 8. Mai 1994 sind alle eingeladen, in Hemfurth-Edersee dabei zu sein, zugleich den 80. Geburtstag der Edertalsperre feierlich zu begehen. Mit einem ansprechenden Programm gibt Hemfurth-Edersee seiner Freude Ausdruck, daß ihr Wahrzeichen wieder frei begehbar ist.

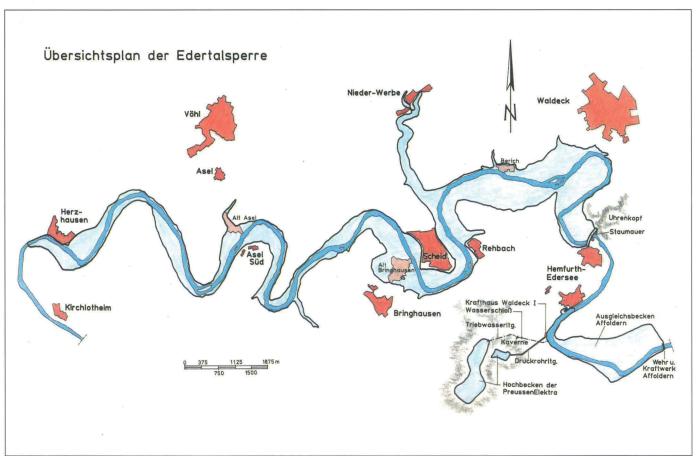
> Namens der Gremien der Gemeinde Edertal und der Bevölkerung ein herzliches Dankeschön an die Wasserund Schiffahrtsverwaltung für das gute Einvernehmen und den kooperativen Geist während der Bauarbeiten, die Baufirmen nicht zu vergessen.

> Wir setzen auch in Zukunft auf die Aufgeschlossenheit gegenüber den touristischen Wünschen bei der Talsperrenbewirtschaftung zur Stärkung der Ederseeregion und betonen dieses Anliegen zugleich für die Ederseenachbarkommunen Vöhl und Waldeck und den Landkreis Waldeck-Frankenberg.



Willi-Ernst Schreiber





Die Ederstaumauer – Geschichte, Bau und bisherige Instandsetzungsmaßnahmen

DIPL.-ING. ERNST CORINTH*

1 Vorgeschichte

Die Edertalsperre zählt zu den großen Wasserbauwerken Deutschlands, die ihre Entstehung der stürmischen wirtschaftlichen und verkehrlichen Entwicklung um die Jahrhundertwende verdanken.

Entscheidende Bedeutung kam hierbei der von interessierten Kreisen immer wieder vorgebrachten und im preußischen Abgeordnetenhaus heftig umstrittenen Forderung zu, zwischen den nach Norden gerichteten Flüssen Rhein, Ems, Weser und Elbe eine Wasserstraßenquerverbindung in West-Ost Richtung zwischen dem westdeutschen Industriegebiet an Rhein und Ruhr und den Agrargebieten im Osten Deutschlands zu schaffen. Hinzu kam der Wunsch der deutschen Seehäfen an Ems, Weser und Elbe nach einem leistungsfähigen Binnenwasserstraßennetz.

An führender Stelle in der Förderung dieser Bestrebungen stand der Stadtstaat Bremen, der 1899 mit Preußen einen Staatsvertrag schloß, in dem sich Bremen, im Falle des Baues eines Schiffahrtskanals vom Rhein zur Elbe verpflichtete, aus eigenen Mitteln den Anschluß Bremens an den Kanal durch eine Kanalisierung der Mittelweser von Minden bis Bremen zu übernehmen (43 Mio. Goldmark veranschlagt). Dieser großzügige und weitblickende Entschluß Bremens scheiterte an der Ablehnung der beiden Kanalvorlagen von 1899 und 1901 im preußischen Abgeordnetenhaus.

Der Gedanke des Kanalbaues blieb aber weiter lebendig. Er führte zur dritten Kanalvorlage von 1904, die nunmehr als Endpunkt des Kanals vorläufig die Stadt Hannover vorsah und schließlich zum Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905. Dies umfaßte unter anderem

- den Neubau des Rhein-Herne-Kanals,
- den Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals,
- den Neubau des Lippe-Seitenkanals (Wesel-Datteln-Kanal) und
- den Neubau des Ems-Weser Kanals bis Hannover einschließlich der Errichtung von Talsperren im oberen Quellgebiet der Weser.

Bei den Kanalvorlagen von 1899 und 1901 sollte der Kanal unabhängig von der jeweiligen Wasserführung der Weser durch die Mittelweserkanalisierung, die eine stets gleichbleibende Fahrwassertiefe garantierte, gespeist werden. Im Gegensatz dazu war nunmehr mit dem Gesetz von 1905 vorgesehen, durch den Bau von Talsperren und Abgabe von Zuschußwasser zu Niedrigwasserzeiten die entnommene Wassermenge in der Weser wieder zu ersetzen.

Hierzu griff man auf den bereits früher erwogenen Plan zurück, durch den Bau von Talsperren in der Eder die Hochwassergefahr im Edertal, auf der Fulda und der Weser zu vermindern und gleichzeitig die Schiffahrtsverhältnisse auf der Oberweser zu verbessern. Zusammen mit der Bereitstellung von Speisungswasser für den Kanal und der Energiegewinnung an den Staumauern konnte man nunmehr im Gegensatz zu früheren Planungen den Bau der Talsperren wirtschaftlich rechtfertigen.

Da nur in den Wintermonaten gefährliche Hochwässer zu erwarten waren, konnte man ohne Nachteil für die Zuschußwasserabgabe, die hauptsächlich im Spätsommer und Herbst erforderlich ist, im Winter einen genügend großen Hochwasserschutzraum vorhalten.

Durch das Gesetz vom 9. Juni 1913 betreffend den Ausbau von Wasserkräften war die Wasserbauverwaltung darüber hinaus ermächtigt worden, die Wasserkraft an den Talsperren zu nutzen.

Realisiert wurde der Bau je einer Talsperre in der Eder bei Hemfuth und in der Diemel bei Helminghausen. Nachdem Bremen sich im Staatsvertrag vom 29. März 1906 verpflichtet hatte, ein Drittel der Kosten bis zur Höhe von 10 Mio. Goldmark zu tragen, konnten die konkreten Planungen für den Bau der Talsperren aufgenommen werden.

2 Zweck der Talsperre

Die Talsperre sollte nach der Planung vier Aufgaben erfüllen:

- 1. Wasserentnahme für den Mittellandkanal aus der Weser in Niedrigwasserzeiten ausgleichen
- 2. Niedrigwasseraufhöhung der Oberweser
- 3. Hochwasserschutz für die untere Eder, die untere Fulda und die Weser
- 4. Energiegewinnung durch Wasserkraftnutzung

Die Hauptaufgabe war, die Wasserführung der Weser zu verbessern. Durch Abgabe von Zuschußwasser sollte in Niedrigwasserzeiten einerseits die Entnahme von Speisungswasser für den Mittellandkanal bei Minden ohne Nachteil für die Schiffahrt auf der Mittelweser gewährleistet sein und andererseits sollte dadurch der Wasserstand der Oberweser zur Aufrechterhaltung der Schiffahrt erhöht werden.

Die Talsperren sollten also mittelbar die 210 km lange Haltung zwischen Schleuse Münster und Hannover-Linden mit Wasser versorgen, das dem Kanal durch Schleusungsverluste, Verdunstung und Versickerung verloren ging.

^{*} Baudirektor E. Corinth, Leiter des WSA Hann. Münden

Seitdem am 10. November 1960 die Mittelweserkanalisierung abgeschlossen wurde, ist ein ständiger und gleichmäßiger Ersatz für das zu entnehmende Speisungswasser nicht mehr erforderlich, da durch die Kanalisierung ein gleichmäßiger Wasserstand gewährleistet ist. Die Wasserabgabe richtet sich daher heute primär nach den Bedürfnissen der Oberweserschiffahrt.

Im Laufe der Zeit sind als zusätzliche Nutzungsarten eine umfangreiche Berufs- und Sportfischerei sowie ein starker Fremdenverkehr mit Wassersport, Fahrgastschiffahrt, Badeanstalten, Wochenendbetrieb, Ferienheimen, Hotels, Pensionen und Campingplätzen hinzugekommen, die zu einem nicht unwesentlichen Wirtschaftsfaktor für den Landkreis Waldeck-Frankenberg geworden sind.

3 Bau der Edertalsperre

3.1 Das Einzugsgebiet der Edertalsperre

Die Eder entspringt auf dem Ederkopf nordöstlich von Siegen und fließt bis Herzhausen am südöstlichen Abhang des Rothaargebirges und des Sauerlandes entlang. Unterhalb Herzhausen durchbricht sie bis Affoldern das waldeckische Bergland in einem tief eingeschnittenen, schwach abfallenden Tal, in dem Engstellen mit breiten Talflächen wechseln. Hier war es möglich, mit einer verhältnismäßig kurzen und nicht ungewöhnlich hohen Mauer große Wassermengen aufzustauen.

Das Einzugsgebiet der Eder oberhalb der Staumauer ist 1443 km² groß. Bei einer mittleren Jahresniederschlagshöhe von 860 mm beträgt der mittlere Jahreszufluß 670 hm³.

Mit der Edertalsperre wurde ein Stausee von ca. 12 km² Oberfläche geschaffen. Seine Länge beträgt ca. 27 km, seine größte Breite 1000 m und seine geringste 175 m. Das Staubecken faßt bei vollständiger Füllung 202,4 hm³. Die Talsohle liegt an der Baustelle auf NN + 203 m, die Hochwasserüberfallkante und der damit festgelegte Vollstau auf NN + 245 m, so daß die Tiefe an der Sperrmauer 42 m beträgt.

Die Dörfer Berich, Bringhausen und Asel wurden vollständig überstaut, während von den Dörfern Niederwerbe und Herzhausen Teile dem Talsperrenbau zum Opfer fielen.

3.2 Die Staumauerkonstruktion

Die Staumauer wurde in den Jahren 1908 – 1914 in einer rd. 400 m breiten Engstelle des Edertales bei Hemfuth errichtet, die sich aufgrund der Abmessungen und Beschaffenheit des Talquerschnittes sowie vorhergegangener Untergrundsuntersuchungen als die günstigste erwies. Die mit einem Radius von 305 m gekrümmte Schwergewichtsstaumauer aus Grauwackebruchstein hat eine Höhe von 47 m bei einer unteren Breite von 36 m und einer Kronenbreite von 5 m.

Um das Eindringen von Druckwasser in das Mauerwerk zu verhindern, erhielt die Mauer auf der Wasserseite eine 2,5 cm starke Putzschicht aus Zement-Traß-Kalk-Mörtel mit einem zweifachen Siderosthen-Anstrich. Diese Dichtungsschichten wurden durch ein 75 cm starkes, mit dem Mauerkörper durch schwalbenschwanzförmige Verzahnungen verbundenes Vorsatzmauerwerk gegen Angriffe durch Frost, Eis, Sonneneinstrahlung und Treibzeug geschützt. Dennoch eindringendes Wasser wurde durch 1,50 m hinter der Dichtungsschicht senkrecht angeordnete Tonsickerleitungen gefaßt und über zwei Sammelstränge abgeleitet. Auch auf der Luftseite der Mauer wurde ein derartiges Sickerleitungsnetz angeordnet.

Der Fuß der Staumauer wurde so verbreitert, daß in die Gründungsfuge etwa durch Felsspalten gelangtes Druckwasser unschädlich ist. Es wurde aber davon ausgegangen, daß in der Gründungssohle überhaupt kein nennenswerter Auftrieb zustande kommt, weil der Untergrund als sehr dicht angenommen wurde, der wasserseitige Fuß der Mauer einen Sporn erhalten hat und ein 30 m breiter und 1 m dicker Lehmschlag vor dem wasserseitigen Fuß aufgebracht wurde. Auch wurden in der Baugrubensohle in Mauerlängsrichtung sechs Entwässerungsstränge verlegt, die auftretendes Sickerwasser zum größten Teil zu den Rohrstollen in beiden Talhängen ableiten konnten.

Bei diesen Maßnahmen konnte in der statischen Berechnung der Mauer die Annahme getroffen werden, daß im Mauerkörper kein hydrostatischer Druck auftreten konnte, so daß sich im Vergleich zu anderen Mauern dieser Zeit eine schlankere Querschnittsform ergab. Dabei ist eine Gewölbewirkung der im Grundriß gekrümmten Mauer nicht in die Statik eingeflossen.

3.3 Herstellung der Staumauer

Die Vorarbeiten waren im Sommer 1909 so weit gediehen, daß der Bau der Staumauer öffentlich ausgeschrieben werden konnte. Die Firma Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. M., führte mit Ausnahme der Betriebseinrichtungen den Bau der Mauer durch. Schon im Herbst 1909 begannen die Erdarbeiten und die Einrichtung der Baustelle.

Von besonderer Wichtigkeit für den Bauablauf war die Lösung der Frage, wie die Eder am zweckmäßigsten um die Baugrube herumgeleitet werden konnte. Dieses Problem löste man, indem zuerst am linken, dem am weitesten von der Eder entfernten Talhang die Gründungssohle der Staumauer mit den drei Rohrstollen für die Turbinenrohre des Kraftwerkes Hemfurth I hergestellt wurde. Die Eder wurde dann in einem Ober- und Untergraben umgeleitet und durch die Rohrstollen geführt. Später wurden die Rohrstollen bis auf endgültige Sohlenhöhe aufgemauert und die Rohre eingebaut. Die Rohrstollen wurden anschließend durch Dichtungsplomben aus Ziegelsteinen verschlossen.

Nun konnte die ca. 1 ha große Baugrube ausgehoben werden. Die Rinne des Sporns am wasserseitigen Sperrmauerfuß diente dabei als Sammelgraben und Pumpensumpf für die Wasserhaltung. Der Untergrund erwies sich bei der Freilegung der Baugrube als sehr dicht. Eine Abgleichung der Sohle mit Beton fand nicht statt. Das Mauerwerk aus Bruchsteinen wurde unmittelbar auf dem Fels, der vorher gründlich gereinigt wurde, in Schichten, die zur Wasserseite geneigt waren, hergestellt. Die Mauer ist ohne ein besonderes Arbeitsgerüst hergestellt worden. Nur der obere Teil

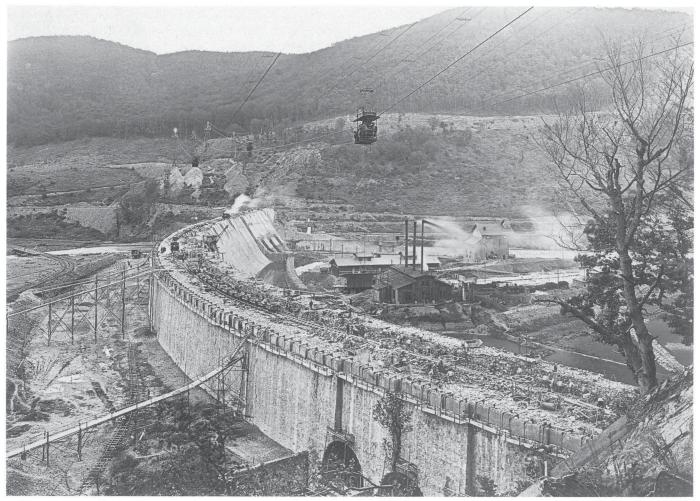


Bild 1: Bau der Staumauer

der Mauer wurde wegen seiner geringen Breite von einem verschiebbaren Arbeitsgerüst aus hochgeführt. Das Vorsatzmauerwerk an der Wasserseite wurde von versetzbaren Hängegerüsten aus gemauert (siehe Bild 1).

Die ca. 300 000 m³ Mauerwerk wurden aus Grauwackenbruchsteinen hergestellt. Der Mörtel bestand aus 1 Teil Kalk + 2 Teilen Traß + 2 Teilen Sand. Für alle Mauerteile, bei denen rasches Abbinden erwünscht war, wurde dem Mörtel etwas Zement zugesetzt. Die Bruchsteine wurden in zwei hierfür angelegten Steinbrüchen, die etwa 6 km von der Talsperre entfernt lagen, gewonnen und mit einer Förderbahn zu dem Steinlagerplatz an die Sperrmauer geschafft. Die Steine wurden mit Drahtbürsten unter hohem Wasserstrahldruck gereinigt. Der Sand wurde auf der Baustelle aus Ederkies gemahlen.

Die Arbeiten stellten hinsichtlich der Größe des Bauwerks und der dabei auftretenden Probleme und ihrer Bewältigung eine für die damalige Zeit außergewöhnliche Leistung dar. Dies um so mehr, wenn berücksichtigt wird, daß die Baustelle in einer dem Verkehr noch völlig unerschlossenen Gegend lag und zuerst überhaupt eine Bahnverbindung zum Antransport der Baumaschinen, Baustoffe und Geräte geschaffen werden mußte. Die Bauausführung selbst konnte nur mit den beschränkten Hilfsmitteln der damaligen Zeit überwiegend in Handarbeit erfolgen. Im besonderen waren es Maurerarbeiten, die mit einem Massenaufgebot von rd. 1000 meist Fremdarbeitern durchgeführt werden mußten.

Die Talsperre wurde kurz vor Kriegsbeginn 1914 vollendet. Die Einweihungsfeierlichkeiten, zu denen schon große Vorbereitungen getroffen waren, sollten am 25. August 1914 stattfinden. Sie wurden jedoch durch die Mobilmachung vom 1. August 1914 abgebrochen. Die Inbetriebnahme ging danach in aller Stille vor sich. Bild 2 zeigt das Edertal vor, während und nach dem Bau der Staumauer.

4 Die Betriebseinrichtungen der Staumauer

4.1 Grundablaß- und Turbinenrohre

Die Betriebseinrichtungen der Ederstaumauer sind entsprechend den verschiedenen Zwecken, denen die Talsperre dient, angeordnet und ausgebildet. An jedem Talhang befindet sich eine Gruppe von drei Stollen. In jedem Stollen lagen ursprünglich zwei Rohre. Am rechten Hang sechs Grundablaßrohre und am linken Hang sechs Turbinenrohre. Grundablaß- und Turbinenrohre wurden aus genieteten flußeisernen Blechen hergestellt. Die Rohre wurden durch Ziegelpfropfen in einzelnen Ringen in den Stollen eingemauert.

Die sechs Turbinenrohre am linken Hang hatten einen lichten Durchmesser von 1,50 m. Durch die Turbinen konnte bei Vollstau 6 • 9 m³/s = 54 m³/s Wasser abgelassen werden. Das auf den Turbinenrohren am luftseitigen Staumauerfuß errichtete Kraftwerk Hemfurth I war seit dem Bau im Jahre 1914 bis zum 11. Mai 1992 in Betrieb. Es wird zur Zeit mit neuen Turbinen und Turbinenrohren ausgerüstet und noch 1994 wieder den Betrieb aufnehmen (siehe Beitrag 23 und 24).

Die sechs Grundablässe am rechten Hang hatten einen lichten Durchmesser von 1,35 m und leisteten bei vollem Bekken ca. 180 m³/s. Bis zum Jahre 1927 war bei den Grundablaßrohren ausschließlich Grundablaßbetrieb möglich. Im Jahre 1927 wurde auf die 6 Grundablaßrohre das Kraftwerk Hemfurth II mit 3 Francisturbinen gebaut.

Beim Grundablaßbetrieb fließt das Wasser gerade durch die Rohre ins Tosbecken, beim Turbinenbetrieb dagegen über einen Abzweig zu den Turbinen (s. Bild 3). Im Gegensatz zum Kraftwerk Hemfurth I, wo auf jedes Turbinenrohr eine Francis-Turbine gebaut wurde, speisten in Hemfurth II 2 Grundablaßrohre je eine Turbine, die eine Schluckfähigkeit von 18 m³/s hatte (Gesamtschluckfähigkeit 54 m³/s). Nach der Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I wird das Kraftwerk Hemfurth II stillgelegt. Die sechs Grundablaßrohre wurden in den Jahren 1991/ 92 durch neue Rohre mit einem Durchmesser von 1,20 m ersetzt (siehe Beitrag 19).

Der Abfluß durch die Rohre wird durch Absperrschieber oder durch die Turbinen geregelt. In jede Rohrleitung wurden zwei Schieber eingebaut. Die eigentlichen Betriebsschieber befinden sich an der Luftseite der Mauer, am rechten Talhang in einem besonderem Schieberhaus, am linken Talhang im Maschinenhaus des Kraftwerkes. Die wasserseitigen Schieber sind durch Schächte von der Mauerkrone oder durch den Längsstollen erreichbar. Die wasserseitigen Schieber werden nur geschlossen, wenn die Rohre wegen Reparatur- oder Wartungsarbeit außer Betrieb genommen sind.

Außer den beiden Schieberverschlüssen besitzt jedes Rohr am Einlauf eine Notverschlußklappe. Diese werden nur geschlossen, wenn am wasserseitigen Schieber oder an der Rohrleitung zwischen dem wasserseitigen Schieber und dem Einlauf Arbeiten durchgeführt werden müssen.

4.2 Hochwasserüberfall der Staumauer

Zwischen den beiden Torhäusern der Staumauer befinden sich 39 Hochwasserüberläufe. Die Überlaufkante dieser Überläufe liegt auf der Vollstaukote von NN + 245,00 m. Bei einer lichten Gesamtöffnungslänge von rd. 150 m und einer Überfallhöhe von 1,60 m konnten über die Überläufe bisher rd. 680 m³/s abgeführt werden.





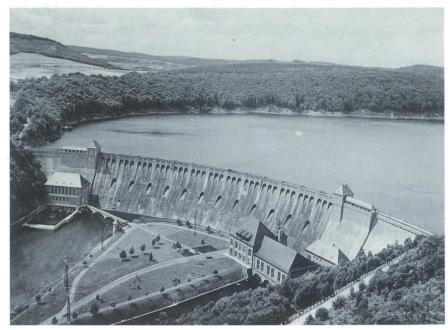


Bild 2: Das Edertal vor, während und nach dem Bau der Staumauer

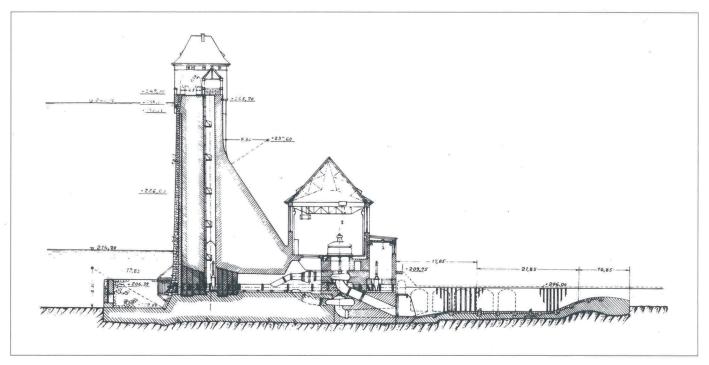


Bild 3: Grundablaß- mit Turbinenabzweigrohr und Kraftwerk Hemfurth II

4.3 Notauslässe der Sperrmauer

Außer den Betriebseinrichtungen und dem Hochwasserüberlauf wurden beim Bau der Staumauer noch 12 Notauslässe in der Sperrmauer angeordnet. Sie liegen ca. 12 m unter der Überlaufkrone und sollten für den Fall, daß Schäden am Mauerwerk auftreten, den Wasserstand zeitweise oder dauernd unter der Überfallkrone halten. Bei Vollstau führten die Notauslässe ca. 670 m³/s ab. Vier dieser Notauslässe wurden bei der Bombardierung der Staumauer mitweggerissen und nicht wieder aufgebaut.

Wegen erheblicher Kavitationserscheinungen beim Betrieb der Notauslässe wurden diese 1961 mit Beton verschlossen. Aufgrund der Bauwerksuntersuchungen Anfang der 80er Jahre wurden sie 1988 erneuert und wieder in Betrieb genommen, weil gewährleistet werden mußte, daß die Mauer nicht überströmt wird (siehe Beitrag 9).

5 Die Bombardierung der Staumauer am 17. Mai 1943

In der Nacht vom 16. zum 17. Mai 1943 erfolgte fast zeitgleich mit Angriffen auf die Möhne- und Sorpetalsperre auch die Zerstörung der Ederstaumauer durch ein speziell für diese Aufgabe aufgestelltes englisches Bombengeschwader. Der Angriff auf die Talsperren war lange Zeit in England vorbereitet worden und mit Probeflügen in Nordschottland in einer der Geländegestaltung ähnlichen Gegend an Modellobjekten geprobt worden.

Die Zerstörung erfolgte durch eine speziell für diesen Zweck entwickelte 3,9 t schwere, zylindrische Spezialbombe. Die quer zur Flugrichtung unter dem Flugzeug hängende Bombe wurde kurz vor dem Abwurf in Rotation versetzt, dann aus sehr 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 Druckzünder auf einer Tiefe von 20 m detonierte.

Etwa um 1: 45 Uhr traf die letzte der drei nach den Angriffen auf die Möhne und Sorpe noch zur Verfügung stehenden Bomben die mit 202 hm³ Wasser voll angestaute Ederstaumauer. Durch die Gewalt der Detonation und die danach ausströmenden Wassermassen wurde eine halbovalförmige Bresche von etwa 60 m oberer Breite und 22 m Tiefe in die Mauer gerissen, was einem Mauerwerksvolumen von 12 000 m³ entsprach (siehe Bild 4).

Um die Sprenglücke herum war das Mauerwerk gelokkert. Im stehen gebliebenen Mauerwerk waren meist waagerecht verlaufende Risse von bis zu 100 m Länge entstanden. Unterhalb der Mauer war vor der Sprenglücke durch die herabstürzenden Wassermassen im felsigen Untergrund ein Kolk mit 80 m Durchmesser und 10 m Tiefe entstanden. Der Mauerfuß war an dieser Stelle freigelegt bzw. unterspült.

Durch die Bresche in der Mauer flossen bis zum Morgen des 17. Mai rd. 160 hm³ Wasser ab. Eine rd. 9 m hohe Flutwelle wälzte sich mit rd. 8500 m³/s durch das Edertal – neunmal soviel wie das größte je aufgetretene natürliche Hochwasser. Diese Flutwelle hinterließ besonders im Edertal gewaltige Zerstörungen. Häuser und Brücken wurden fortgerissen, und 68 Menschen kamen dabei ums Leben.

5.1 Die Wiederherstellungsarbeiten 1943/44

Sofort nach der Zerstörung wurden die Planungen und Untersuchungen für die Wiederherstellung der Mauer durch die damals für derartige kriegswichtige Arbeiten zuständige "Organisation Todt" aufgenommen. Diese beauftragte wiederum die Bauunternehmung Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. M. mit der Ausführung der Arbeiten.

Dank des Drängens der Wasserbauverwaltung kam keine Behelfslösung aus Stahlbeton zur Ausführung, sondern die Mauer wurde wieder statisch einwandfrei in Bruchstein hergestellt. Zur Behebung der Schäden wurden folgende wesentlichen Maßnahmen durchgeführt:

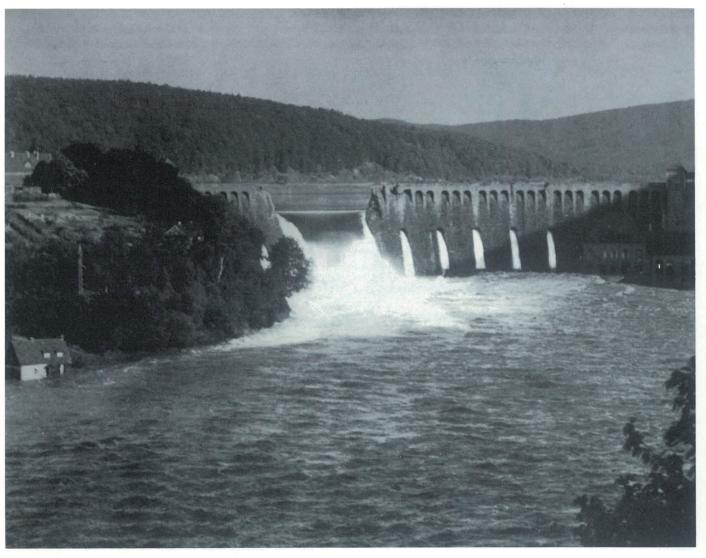


Bild 4: Auslaufende Talsperre am Morgen nach der Bombardierung

- Abbrechen aller gelockerten Mauerwerksteile an den Rändern der Bruchlücke in Zahnform, um einen guten und statisch wirksamen Anschluß des neuen Mauerwerks an das alte zu erreichen.
- Ausmauern der Bruchlücke mit Mauerwerk, welches dem beim Bau der Mauer ausgeführten Mauerwerk möglichst ähnlich und außerdem möglichst wasserdicht sein sollte (s. Bild 5).
- Abdichten des in der Bruchlücke neu herzustellenden Mauerwerks an der Wasserseite in der früheren Art (Putzschicht mit zwei Dichtungsanstrichen und Vorsatzmauerwerk) sowie Einbau einer längs der Bruchfuge verlaufenden Dränleitung.
- Da entsprechend der Statik in der Mauer kein Wasserdruck auftreten durfte, andererseits aber im stehengebliebenen Mauerwerk durch den Detonationsdruck zahlreiche Risse entstanden waren, entschloß man sich, über die ganze seeseitige alte Mauerfläche durch Zementeinpressungen eine rund 5.500 m² umfassende geschlossene Dichtungswand herzustellen. Der Abstand der Bohrlöcher wurde in waagerechter und senkrechter Richtung auf 2 m festgelegt. Es entfiel somit auf je 4 m² Ansichtsfläche ein Bohrloch. Die 1400 Bohrlöcher wurden in einer Neigung von 30 ° zur Horizontalen gebohrt,

- und zwar reihenweise abwechselnd nach oben und nach unten. Bei 8 m Bohrlänge hatte die zu verdichtende Mauerzone somit eine Stärke von 6 m (s. Bild 6).
- Durch die Verpreßarbeiten war das Eindringen von Verpreßgut in das vorhandene Entwässerungssystem nicht zu vermeiden und führte zum Verschluß der wasserseitigen Drainrohre. Wegen der hohen statischen Empfindlichkeit der Mauer wurde daher zwischen den Torhäusern ein neues Entwässerungssystem vorgesehen. Es besteht aus im Abstand von 2 bis 3 m von der Dichtungsschicht angeordneten senkrechten Bohrlöchern, die in den neu aufzufahrenden Längsstollen (1,50 m breit und 2,10 m hoch) am Mauerfuß entwässerten. Darüberhinaus wurden die Kernbohrungen bis in den felsigen Untergrund geführt, um auch hier in der Sohlfuge auftretendes Wasser fassen und ableiten zu können.
- Infolge des Fehlens der untersten Reihe der schräg nach oben verlaufenden Bohrlöcher der Dichtungswand, war beim Ausbrechen des Stollens ein verhältnismäßig starker Wasserandrang vorhanden, der durch Verpreßarbeiten in die wasserseitige Wand und in die Decke des Stollens unterbunden wurde.
- Weitere umfangreiche Injektionsarbeiten wurden im wasserseitigen Mauerfuß zur Dichtung dieses Mauer-

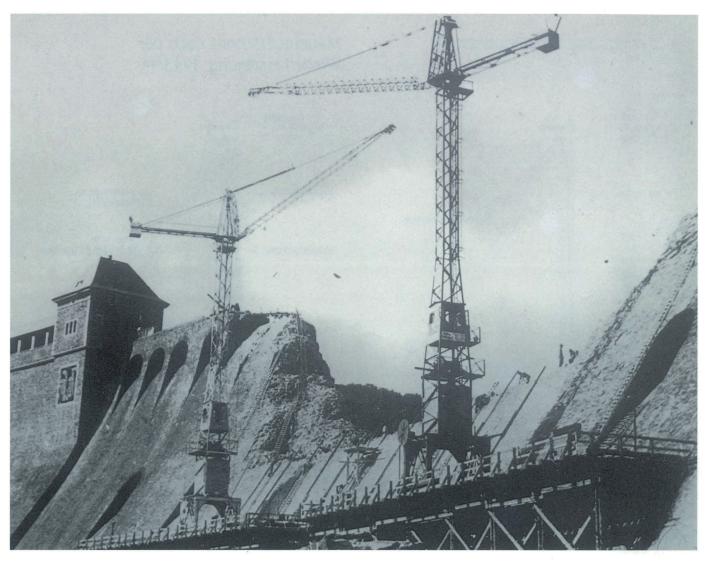


Bild 5: Wiederaufbau der Staumauer

teiles, sowie des Felsuntergrundes und der Fuge zwischen Fels und Mauerwerk ausgeführt. Hier gelang es erst durch Verschließen der drei wasserseitigen Sohldrainagen die Undichtigkeiten der Mauer zu beseitigen.

 Um die Bruchlücke herum wurde ein Strahlenkranz von Bohrlöchern in die Mauer getrieben und verpreßt, um das hier besonders erschütterte Mauerwerk zu verdichten.

Diese umfangreichen Arbeiten wurden mit großer Tatkraft und mit einem außergewöhnlichen Einsatz von Arbeitern und Maschinen durchgeführt, so daß die Mauerlücke schon Ende September 1943 geschlossen war. Anfang Januar 1944 waren die Verpreßarbeiten abgeschlossen und Ende Juni 1944 war das neue Drainagesystem einschließlich des neuen Längs- und Querstollens hergestellt.

5.2 Ergänzende Wiederherstellungsarbeiten 1946/47

In der rechten Mauerhälfte führten die neuen Dränagen beim allmählichen Wiederanstauen ein Mehrfaches der vor dem Bruch festgestellten Wassermengen; die in der Nähe der Bruchstelle befindlichen Risse und Klüfte im Mauerwerk waren also noch nicht genügend geschlossen worden. Die statische Randbedingung, daß im Innern der Mauer kein hydrostatischer Druck vorhanden sein durfte, war somit noch nicht erfüllt. Auch war zu befürchten, daß durch die Durchströmung der Mauer mit der Zeit eine Auslaugung des Mörtels eintreten würde. Nach Feststellung der kritischen Stellen wurden diese daher von Ende November 1946 bis Mitte November 1947 durch die Firma Gebhardt u. Koenig – Deutsche Schachtbau GmbH, Wietze, mit Zementleim verpreßt.

6 Instandsetzung in den Jahren 1961/62

Durch die vorgenannten Verpreßarbeiten wurden zunächst die Sickerwassermengen erheblich vermindert. Im Laufe der folgenden Jahre zeigten sich jedoch erneut insbesondere am luftseitigen Mauerfuß verstärkte Wasseraustritte. Nach Untersuchungen über die geologischen und hydrologischen Verhältnisse der Mauer im Herbst 1956 und versuchsweiser Zement- und Chemikalieneinpressung in 1957, wurde 1961/62 ein umfangreiches Bohr- und Injektionsprogramm zur Abdichtung von Staumauer und Untergrund durchgeführt. Die Arbeiten wurden von der Arbeitsgemeinschaft Edertalsperre bestehend aus den Firmen Gebhardt & Koenig, Essen, G. Keller, Frankfurt/Main, Grün & Bilfinger, Mannheim und Eurosond, München durchgeführt.

Ursprünglicher Mauerquerschnitt Mauerquerschnitt nach der Wiederherstellung 1943/44 (Stauziel) NN+245,00 (Stauziel) NN+245,00 Vorsatzschale neugebohrte **Vorsatzschale** Dränagen luftseitige Dränage Putz mit Siderosthenverprefite anstrich Dränagen / Bruchfuge Verpressungen wasserseitige Dränage ängsstollen NN+206,50 NN + 206,50 Lehm 6 Sohldränagen verpreste Dränagen Mauerquerschnitt nach Mauerquerschnitt nach Verpreßarbeiten 1961/62 Instandsetzung 1991/94 (Stauziel) NN + 245,00 (Stauziel) NN+245,00 Kontrollgang Vorsatzschale Vorsatzschale Ankerachse 3,2° Dichtungsschleier Längsstollen Längsstollen NN+206,50 NN + 206,50 Querstollen Querstollen NN + 177,00 NN + 177,00 Krafteintragungsstrecke

Bild 6: Veränderungen des Mauerquerschnittes

NN + 167,00

Vor Beginn der Verpreßarbeiten wurden die 1943/44 hergestellten senkrechten Drainagen mit Feinsand verfüllt, um ein Verschließen durch Verpreßgut zu vermeiden, was letztendlich jedoch nicht verhindert werden konnte.

Die Mauer wurde zunächst durch einen Verpreßschleier von der Krone bis auf 70 m Endteufe gedichtet. Dazu wurden die Bohrlöcher (d = 44 mm) ca. 2,30 m von der Wasserseite unter 1,5° seeseitiger Neigung aus der Vertikalen angesetzt. Die Primärbohrungen hatten einen Abstand von 4 m. Nach Verpressung der Primärbohrungen wurden die Sekundärbohrungen mittig dazwischen gesetzt. Die abschließenden Tertiärbohrungen verminderten den Bohrlochabstand auf 1 m, hatten jedoch nur eine Länge von 55 m. Der Dichtungsschleier ist in Bild 6 dargestellt.

Zusätzlich wurden in Richtung Wasserseite vom Längsstollen aus Verdichtungsbohrungen unter 6° Neigung zur Vertikalen in Richtung Wasserseite mit 15 m Teufe, im Bereich der sogenannten Tonkluft, einer brüchigen Zone im Untergrund, bis auf 30 und 40 m Teufe hergestellt und verpreßt.

Schließlich wurden im Bereich der Grundablässe "Igelbohrungen" von den Stollen zwischen den Schieberschächten aus hergestellt, um hier die Lücken des Verpreßschleiers zu schließen. Diese Bohrungen waren maximal 32 m tief.

Die Verpressung eines jeden Bohrloches wurde mit einem Wasser-Zement-Faktor W/Z=1,5:1 begonnen. Bei größerer Aufnahmefähigkeit des Gebirges wurde der Zementanteil erhöht auf W/Z=1:1 bzw. W/Z=0,5:1. Es wurde Injektions-Hochofenzement verwendet.

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, die nur mit hohem Kosten hätten verschlossen werden können, mittels Betonpfropfen verschlossen. Für die Art und Güte der Pfropfen war ausschlaggebend, daß sie nach der für später vorgesehenen Demontage der Notauslaß-Schieber druckfest abdichteten. Jeder Notauslaß wurde auf 4 m Länge eingeschalt und mit Basaltsplitt durch vorhandene Drainagen von der Mauerkrone aus verfüllt. Anschließend wurde durch 2 bis 3 am tiefsten Punkt eines jeden Pfropfens einmündende Injektionsleitungen das sorgfältig eingebrachte Basaltsplitt-Gerüst mit Zementsuspension verfüllt. Nach Erhärtung des Zements und nach weiteren 5 Monaten wurden Nachverpressungen vorgenommen, um eine Nachdichtung des inzwischen geschwundenen Pfropfens zu erreichen.

Schließlich wurden die durch die Kriegseinwirkung und die vielen Zementverpressungen zerstörten bzw. unbrauchbaren Meßeinrichtungen erneuert.

7 Staumaueruntersuchungen ab 1984

Anfang der 80er Jahre wurde eine gründliche Überprüfung aller vorhandenen Meßdaten der Staumauer vorgenommen. Dabei wurde festgestellt, daß Art und Umfang der bisherigen Meß- und Kontrolleinrichtungen nicht mehr dem Stand der Technik entsprachen. Nach 20 jähriger Betriebszeit waren zudem Zweifel an der Richtigkeit der Daten der eingebauten Wasserdruckgeber angebracht. Die eventuell

mit der Durchströmung der Mauer verbundene Veränderung der Mörtelzusammensetzung sowie die vorhandene Alterung durch Verwitterung gaben Anlaß, den Fragen der Bauwerksüberwachung und der Standsicherheit der Staumauer besonders nachzugehen.

Die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe erhielt daher 1983 den Auftrag die bisherigen Meßverfahren und Meßdaten zu bewerten, 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 zu erarbeiten.

Nach Durchführung eines umfangreichen Untersuchungsprogrammes wurde mit "Gutachten über den Zustand und die Standsicherheit der Edertalsperre" vom Februar 1988 festgestellt, daß die ursprünglich in der Statik getroffene Annahme – keine Wasserdrücke in der Gründungssohle und in der Mauer selbst – nicht mehr zutrafen.

Aufgrund der statischen Nachrechnung mit den heute nach DIN 19702 anzusetzenden, beziehungsweise tatsächlich gemessenen Sohlwasserdrücken und inneren Wasserdrücken mußte der höchste zulässige Talsperrenwasserstand gegenüber dem bisherigen Vollstau um 1,50 m abgesenkt werden.

Dies bedeutete, 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 (s. Beitrag 9).

In dieser Zeit begannen auch die Planungen, durch welche Maßnahmen die Staumauer wieder ihre volle Funktionstüchtigkeit und Gebrauchsfähigkeit für die nächsten 80 – 100 Jahre erhalten könnte. Hiermit beschäftigen sich die folgenden Beiträge.

Literatur

W. Soldan: Das Waldecker Sammelbecken, seine technische und wirtschaftliche Bedeutung; Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Band 57, Nr. 45, 8. November 1913

Lange: Die Waldecker Talsperre bei Hemfurth, Die Bautechnik, Heft 12, 1923

D. Semann: Die Kriegsbeschädigungen der Edertalsperrmauer, die Wiederherstellungsarbeiten und die angestellten Untersuchungen über die Standfestigkeit der Mauer; Die Wasserwirtschaft – 41. Jahrgang, Nr. 1 u. 2, Oktober 1950

H. Euler: Wasserkrieg; Eigenverlag Foto-Studio Euler, Zimmermann-Druck + Verlag GmbH, Balve 1; ISBN-Nummer 3-89053-045-1

Bundesanstalt für Wasserbau: Gutachten über den Zustand und die Standsicherheit der Eder-Talsperre, 2.8.1988 (unveröffentlicht).

Die Ermittlung des Bemessungshochwassers HO₁₀₀₀

DIPL.-ING. KARL-HEINZ STRUCKMEYER*



Die Edertalsperre dient auch dem Hochwasserschutz in der Eder, der Fulda und der Weser.

Die Talsperre wurde ursprünglich mit 39 Überfällen in der Staumauerkrone (680 m³/s bei 1,6 m Überfallhöhe) sowie durch das Kraftwerk Hemfurth I (54 m³/s) und die Grundablässe auf der rechten Seite (180 m³/s) bei Hochwasser entlastet, so daß maximal 914 m³/s abgeführt werden konnten. Wie in Beitrag 1 ausgeführt, durfte die Mauer ab 1987 aus statischen Gründen nicht mehr überströmt werden.

Da nach der neuen DIN 19700 die Leistung der Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren heute für ein 1000jährliches Hochwasser (H Q_{1000}) zu bemessen ist, war zunächst dieses H Q_{1000} zu ermitteln.

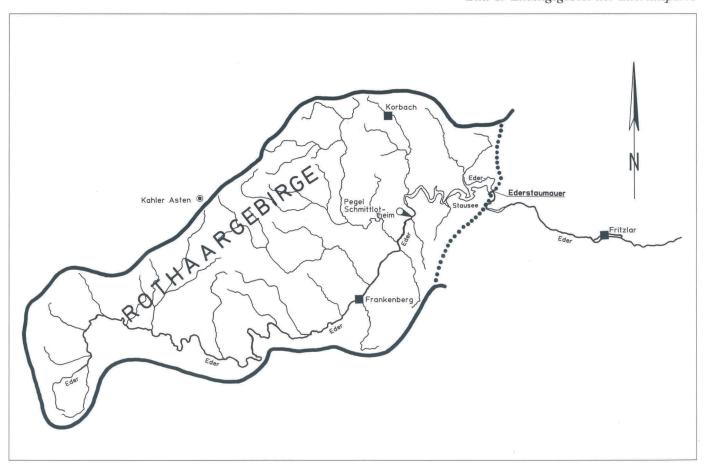
Das Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig – Abteilung Hydrologie und Wasserwirtschaft, Prof. Dr.-Ing. Maniak – wurde im März 1988 von der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte mit dieser Untersuchung beauftragt.

An Grundlagen standen zur Verfügung:

- Aufzeichnungen des an der Stauwurzel des Stauraumes (25,3 km oberhalb der Staumauer) liegenden Pegels Schmittlotheim für die Jahresreihe 1931/87 (56 Jahre)
- Langjährige Aufzeichnungen von Weserpegeln
- Aufzeichnungen weiterer Pegel im Einzugsgebiet der Edertalsperre
- Spendendiagramm für Niederschlag und Abfluß
- Auswertungen über maximale Abflüsse aus dem benachbarten Einzugsgebiet der Möhne

Aus den Scheitelabflüssen für den Pegel Schmittlotheim (Einzugsgebiet $A_{E_0}=1.202~km^2$) wurde der Zufluß an der 25,3 km unterhalb gelegenen Staumauer ($A_{E_0}=1.443~km^2$) auch durch Vergleich mit Extremwerten benachbarter Einzugsgebiete ermittelt.

Bild 1: Einzugsgebiet der Edertalsperre



^{*} BOR K.-H. Struckmeyer, Dezernatsleiter in der WSD Mitte

Zur Bestimmung des HQ_{1000} wurden die Scheitelabflüsse abgelaufener Hochwasser für die Jahresreihe 1931/87 mit einer statistischen Verteilungsfunktion (Pearson - Typ III -Verteilung gemäß DVWK-Richtlinien) extrapoliert.

Das HQ₁₀₀₀ wurde anhand der jährlichen Serie ermittelt. Die Extrapolation der 56-jährigen Beobachtungsreihe führt bei Ansatz der log. Pearson - Typ III - Verteilung zu:

 $681 \text{ m}^3/\text{s}$ $HQ_{100} =$

 $HQ_{200} = 781 \text{ m}^3/\text{s}$

 $HQ_{1000} = 1.041 \text{ m}^3/\text{s}.$

Bei dieser Verteilung liegt der 80 %-Vertrauensbereich für das HQ₁₀₀₀ zwischen 832 und 1.300 m³/s, umfaßt also eine Bandbreite vom 468 m³/s.

Bei Ansatz der arithm. Pearson - Typ III - Verteilung ergibt sich:

 $HQ_{100} = 667 \text{ m}^3/\text{s}$

 $HQ_{200} = 747 \text{ m}^3/\text{s}$

 $HQ_{1000} = 931 \text{ m}^3/\text{s},$

wobei hier der 80 %-Vertrauensbereich für das HQ₁₀₀₀ mit einer Bandbreite von 342 m³/s zwischen 760 und 1.102 m³/s liegt.

Untersuchungen über Abflüsse infolge des maximal möglichen Niederschlags im westlich angrenzenden Möhnegebiet wurden herangezogen, um das statistisch berechnete HQ₁₀₀₀ einzugrenzen. Für das Gebiet der Möhne von 288 km² wurden für eine 50jährige Beobachtungsreihe die Abflußspenden $Hq_{100} = 346 \text{ l/skm}^2 \text{ und das } Hq_{1000} = 490 \text{ l/skm}^2 \text{ errech-}$ net. Das Verhältnis $\mathrm{Hq_{1000}}/\mathrm{Hq_{100}}$ beträgt 1000 , 41. Überträgt man die Verhältnisse des Nachbargebietes auf das Einzugsgebiet des Pegels Schmittlotheim und geht dabei von einem HQ₁₀₀ = 681 m³/s aus, so ergibt sich $HQ_{1000} = 1.41 \times 681 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$.

Eine weitere Eingrenzung der Scheitelabflüsse wurde anhand von Hüllkurven von maximal beobachteten Hochwasserscheitelabflußspenden vorgenommen [2]. Dabei wurde die sich aus den Meßwerten deutscher Mittelgebirge ergebende Kurve zugrundegelegt. Für das oberirdische Einzugsgebiet an der Staumauer von 1.443 km² wird so eine maximale Abflußspende von rd. 1.400 l/skm² abgelesen. Damit ergeben sich Scheitelabflüsse an der Staumauer für das HQ₁₀₀₀ von 1.090 m³/s als Minimum und 1.230 m³/s als Maximum.

Der 1000jährliche Scheitelabfluß an der Ederstaumauer wurde demnach wie folgt abgeschätzt, wobei die Umrechnung der Werte des Pegels Schmittlotheim auf die Sperrstelle mit dem Faktor 1,073 erfolgte:

Statistische Extrapolation für die

log. Pearson -Typ III- Verteilung: 1.117 m³/s mit 80%

Vertrauensbereich von

892 bis 1.396 m³/s;

Pearson -Typ III- Verteilung:

999 m³/s mit 80%

Vertrauensbereich von

815 bis 1.182 m³/s;

Übertragung aus dem

Möhnegebiet:

 $1.030 \text{ m}^3/\text{s};$

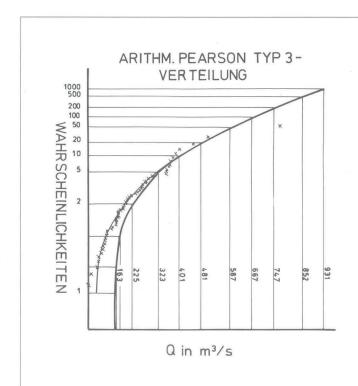
Übertragung aus Hüllkurve:

1.090 bis 1.230 m³/s.

Aus dem Mittel dieser Einzelwerte (ohne Berücksichtigung ihrer Bandbreiten) wurde das HQ₁₀₀₀ an der Ederstaumauer mit rd. 1.100 m³/s angesetzt.

Literatur

- [1] Prof. Dr.-Ing U. Maniak: Bestimmung des HQ₁₀₀₀ für die Edertalsperre, TU Braunschweig, 1988
- [2] Prof. Dr.-Ing U. Maniak: Hydrologie und Wasserwirtschaft; Berlin: Springer-Verlag, 1987



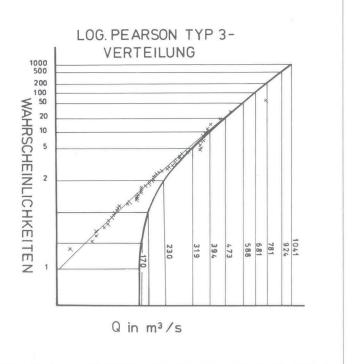


Bild 2: Verteilungsfunktionen zur Ermittlung des HQ 1000

Die geologischen Verhältnisse

DR. SIEGFRIED HOLTZ*



Die Gesteine im Bereich der Ederstaumauer gehören stratigraphisch in die sog. Goniatites-Stufe (striatus-Zone cd IIIß) des Unterkarbons. Diese Wechselfolge aus Tonschiefern, Grauwacken und Konglomeraten erreicht in horizontaler Lagerung eine Gesamtmächtigkeit von ca. 300 m. Sie bildet hier jedoch den steilen N-Flügel eines N-vergenten tektonischen Sattels. Nach der geologischen Aufnahme der Baugrube durch LEPPLA im Jahre 1911 - in jüngster Zeit durch mehr als 130 Kernbohrungen bestätigt - steht die Mauer vom rechten Hang (S-Seite) bis

zur Talmitte auf Tonschiefern mit Einlagerungen von Grauwackenbändern, -bänkchen und einzelnen -bänken, von der Talmitte bis zum linken Hang (N-Seite) auf Grauwacken mit einzelnen Tonschiefer-Zwischenlagen (Bild 1).

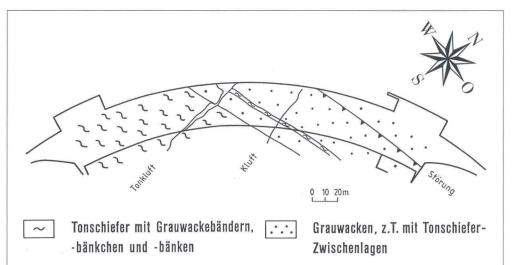


Bild 1: Geologische Verhältnisse in der Sohle

Die beherrschenden Trennflächen des Gebirges sind die Schicht- und die Kluftflächen; dagegen ist die Schieferung nur schwach ausgebildet. Die Schichten streichen 65° bis 75° winklig zur Mauerachse und fallen 80° bis 90° ein. Die



Bild 2: Freilegen der Tonkluft, 6. Mai 1911

^{*} Dr. rer. nat. S. Holtz, Abteilungsleiter im Hess. Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden

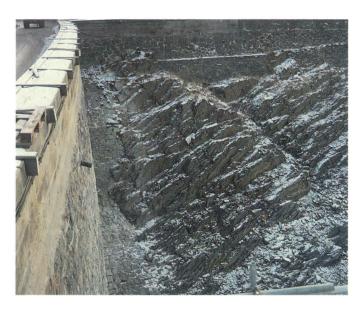


Bild 3: Steil stehende Schichten an der rechten Staumauerflanke

Klüfte sind in der Mehrzahl zwischen 140° und 180° angeordnet und fallen teils 70° W oder E bis 90°, teils 45° bis 60° W oder E ein. Ein weiteres Maximum des Streichens liegt zwischen 110° und 120° (Bild 3).

Auffälligstes Trennflächenelement ist jedoch die sog. Tonkluft, eine Zone starker Gesteinsverwitterung und Gebirgsauflockerung, die die Aufstandsfläche in der südlichen Hälfte fast N-S durchzieht (Bild 1 und 2). Sie hat sich aus einer engständig geklüfteten Zone entwickelt. Störungen mit größeren Versatzbeträgen fehlen; bekannt ist lediglich eine streichende Störung ohne Versatz in der Grauwacken-Serie auf der N-Seite.

Die Verwitterung reicht über Trennflächen 20 m bis 30 m tief in das Gebirge; örtlich ist das Gestein auch noch tiefer angelöst und mürbe.

Im unbeeinflußten Zustand ist das Gebirge deutlich bis stark, im Bereich engständiger Klüftung auch sehr stark durchlässig.

Die neue statische Berechnung als Grundlage der Instandsetzung

DIPL.-ING. INGO FEDDERSEN*

1 Einleitung

Im Jahre 1983, als die ersten Gespräche über eine grundlegende Untersuchung der beiden WSV-eigenen Talsperren, der Eder- und der Diemel-Talsperre, stattfanden, waren seit der Planung der Eder-Talsperre etwa 75 Jahre vergangen. Dies ist ein Zeitraum, in denen sich sowohl Methoden zur Berechnung der Häufigkeit und Intensität von Hochwässern und zur möglichst wirklichkeitsgetreuen Beanspruchung der Talsperren, als auch Berechnungs- und Belastungsvorschriften geändert haben. Während über das zu berücksichtigende Hochwasser in Beitrag 2 berichtet wird, werden hier die Lastansätze und die statische Berechnung behandelt.

Die statische Berechnung wurde zunächst nach der sogenannten Balkentheorie durchgeführt. Für genauere Spannungsberechnungen, insbesondere am wasserseitigen Mauerfuß, wurde sie durch Berechnungen mit Finiten Elementen ergänzt (s. Beitrag 5). Die räumliche Tragwirkung (Bogenwirkung) konnte wegen Geringfügigkeit vernachlässigt werden.

2 Die Last- und Rechenannahmen beim Bau der Staumauer

Die ursprüngliche statische Berechnung erfolgte mit einem Seewasserspiegel auf NN + 247,00 m, das ist der Wasserspiegel in Höhe der Gehwegoberkante der Brücke über die Hochwasserüberläufe. Bei dem dabei wirkenden horizontalen Seewasserdruck durften die vertikalen Spannungen auf der Wasserseite der Staumauer noch nicht zu Zugspannungen werden. Während man bei den meisten etwa zur gleichen Zeit in Deutschland gebauten Gewichtsmauern in dieser Hinsicht durch entsprechend dicke Staumauern für Reserven, also für einen Rest an Druckspannungen sorgte, waren diese Spannungen an der Ederstaumauer an der kritischen Stelle gerade Null. Man hatte die Ederstaumauer also so schlank wie irgend möglich ausgebildet.

Ein Wasserdruck in und unter der Mauer wurde damals nicht angesetzt. Um diese Annahme zu verifizieren, wurden die Mauern beim Bau auf der Wasserseite mit einer Dichtungsschicht (Putzschicht mit zweifachem Siderosthen-Anstrich) und einer dahinter liegenden Dränage versehen. Auf der Gründungssohle wurde ebenfalls eine Dränage verlegt, um das von unten kommende Wasser abzufangen.

Weiterhin nahm man damals an, daß ein eventuell vorhandener Wasserdruck nicht auf der ganzen Querschnittsfläche wirken würde und setzte deshalb einen den Druck

entsprechend reduzierenden sogenannten Flächenfaktor – meist in der Größe von 0,7 – an. Erst um 1930 setzte sich allmählich die Erkenntnis durch, daß dieser Faktor wesentlich größer ist und zwar mit 0,97 bis 0,98 nahezu 1,0 beträgt. Der zu kleine Flächenfaktor von 0,7 ging allerdings nicht in die Berechnung der Ederstaumauer ein, da hier, wie bereits gesagt, überhaupt kein Wasserdruck in und unter der Mauer angesetzt wurde.

Um das Eindringen von Wasser in die Mauer zu behindern oder zu erschweren, hat man zur damaligen Zeit meist einen nach Professor Intze benannten "Intze-Keil" verwendet, eine keilförmige Anschüttung direkt vor der Staumauer. Auf diesen Keil hat man bei der Ederstaumauer verzichtet.

Die Berechnung erfolgte ursprünglich mit der sogenannten Balkentheorie, d. h. die Staumauer wurde als ein in den Felsuntergrund eingespannter Balken mit eben bleibenden (horizontalen) Querschnitten und infolgedessen geradlinigen Spannungsverteilungen über diese Querschnitte betrachtet.

Die der wasserseitigen Dichtung vorgesetzte 0,75 m starke Schutzschicht (Vorsatzschale) wurde statisch nicht in Ansatz gebracht. Die im Grundriß vorhandene Krümmung der Staumauer wurde als zusätzliche Sicherheit angesehen, statisch aber nicht berücksichtigt.

3 Die Last- und Rechenannahmen heute

Im Gegensatz zu den Annahmen der Jahrhundertwende weiß man heute, daß sehr wohl ein Wasserdruck in und unter der Sperrmauer (innerer Wasserdruck) vorhanden ist, und daß der Wasserdruck dort, wo er vorhanden ist, auf nahezu der gesamten Fläche jeder beliebigen Schnittfläche wirksam ist (Flächenfaktor etwa 1.0).

Da bereits ohne inneren Wasserdruck und bei einem Seewasserspiegel auf NN + 247,00 m keine Druckspannungsreserven vorhanden waren, führt dieser innere Wasserdruck zwangsläufig zu heute nicht zugelassenen vertikalen Zugspannungen oder zu horizontalen Rissen im wasserseitigen Mauerfußbereich. Die außer der gewählten Vertikalverankerung möglichen Maßnahmen zum Überdrücken dieser Zugspannungen werden in Beitrag 10 erläutert.

Nach der teilweisen Zerstörung der Staumauer im Mai 1943 wurde von der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt, eine statische Berechnung aufgestellt, die bereits einen inneren Wasserdruck berücksichtigte. Hierbei ergaben sich Zugspannungen im wasserseitigen Fuß der Staumauer, die aber damals offenbar für ausreichend klein und damit zulässig angesehen wurden.

^{*} Baudirektor I. Feddersen, Bundesanstalt für Wasserbau in Karlrube, Referatsleiter Grundbau, Abteilung Geotechnik

Die Lastansätze und die unter diesen Lastansätzen zulässigen Spannungszustände der Mauer sind in Übereinstimmung mit DIN 19702 (1960) und DIN 19700, Teil 10 (1986) folgende:

- Bei Auftreten des 1000jährlichen Hochwassers, das heißt bei einem Wasserstand auf NN + 246,85 m mit einer dazugehörigen Wassermenge von 1100 m³/s (s. Beiträge 2 und 6), dürfen auf der Wasserseite keine vertikalen Zugspannungen und keine Risse vorhanden sein.
- Bei höheren Wasserständen als auf NN + 246,85 m dürfen Risse auftreten. In diesen ist bis zur Rißwurzel der volle hydrostatische Wasserdruck entsprechend dem Seewasserstand anzusetzen. Die Risse sollen höchstens bis zur Querschnittsmitte der Mauer reichen. Als höchster Wasserstand ist ein Wasserstand in Höhe der Brüstung (NN + 248,40 m) anzusetzen (Liekfeldt-Nachweis).

Festgelegt wurde weiterhin folgendes:

- Die zum Schutz der wasserseitigen Dichtung angeordnete 75 cm dicke Vormauerung ist statisch nicht anzusetzen, da die vertikale Schubkraftübertragung zwischen Vormauerung und Dichtung nicht sichergestellt ist.
- Für den inneren Wasserdruck ist wegen der in 1961/62 erfolgten Abdichtung der Mauer durch einen wasserseitigen Injektionsschleier wasserseitig bis zur Achse dieser Injektionszone mit dem vollem hydrostatischen Wasserdruck entsprechend dem Seewasserspiegel zu rechnen, unmittelbar dahinter (luftseitig) mit 40 % davon und einem weiteren linearen Abfall auf Null an der Luftseite.

Die letztgenannte Festlegung ergab sich u. a. auf der Grundlage von neueren Wasserdruckmessungen (s. Beitrag 7) in und unter der Mauer, wie sie in Bild 1 zusammen mit dem beschriebenen festgelegten Wasserdruckansatz in

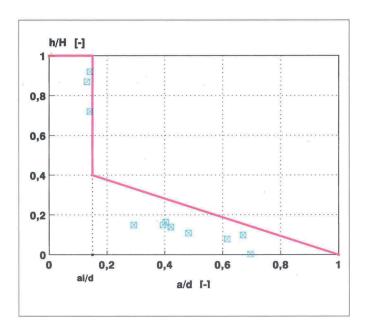


Bild 1: Wasserdruckansatz (dimensionslos)

a = Abstand der Meßstelle von der Wasserseite

d = Querschnittsbreite der Mauer in Höbe der Meßstelle

b = gemessener Wasserstand an der Meßstelle

H = Seewasserstand über der Meßstelle

dimensionsloser Form dargestellt sind und einem Zuschlag für einen eventuellen weiteren Anstieg.

Eisdruck kann nur bei teilweise abgesenktem Stauspiegel auftreten. Es wurde nachgewiesen, daß dieser Belastungsfall nicht maßgebend ist. Erdbeben wurde nicht berücksichtigt.

4 Die statische Berechnung

4.1 Die räumliche Tragwirkung (Bogenwirkung)

Da sowohl die Ursprungsstatik als auch die Berechnung der Firma Ph. Holzmann im Jahre 1943 keine Bogenwirkung berücksichtigt hatten, stellte sich natürlich die Frage, ob die räumliche Tragwirkung der im Grundriß mit einem Radius von 305 m gekrümmten Mauer einen wesentlichen Beitrag zur Standsicherheit der Staumauer leisten könne und vielleicht den inneren Wasserdruck teilweise oder ganz kompensieren könne, so daß tatsächlich keine Zugspannungen auftreten würden.

Zur Beantwortung dieser Frage konnte auf FE-Berechnungen und Kriterien von Biener [1] zurückgegriffen werden, die durch ein vom Autor erweitertes Kriterium ergänzt wurden. Danach ist die Bogenwirkung vernachlässigbar klein.

Im Jahre 1990, als über die Art der Instandsetzung als "Vertikalverankerung mit Verpreßankern" entschieden war, wurde nochmals vom Autor [2] auf andere Weise nachgewiesen, daß die räumliche Tragwirkung in der Größenordnung einer zulässigen Wasserspiegelerhöhung von nur ein paar Dezimetern lag.

4.2 Berechnung des zulässigen Seewasserspiegels vor der Instandsetzung

Die im Laufe der Untersuchungen zum Zustand und der Standsicherheit der Staumauer Ende der 80er Jahre durchgeführte statische Berechnung hatte zunächst den Zweck, den vor der Instandsetzung zulässigen Stauspiegel zu ermitteln, den Stauspiegel also, bei welchem keine vertikalen Zugspannungen auftraten. Hierbei konnten natürlich die tatsächlich vorhandenen inneren Wasserdrücke angesetzt werden – im Gegensatz zum oben beschriebenen inneren Wasserdruckansatz für den Zustand nach der Instandsetzung.

Die Berechnung wurde zunächst nach der "Balkentheorie" durchgeführt. Das Resultat war, daß der Stauspiegel nur bis auf 1,5 m unter der Überlaufquote bei NN + 245,00 m, also nur bis auf NN + 243,50 m ansteigen durfte.

Wie auch die spätere Berechnung zur Größe der erforderlichen Ankerkraft wurde die Berechnung nach der Balkentheorie durch eine FE-Berechnung vom Büro WBI (Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Aachen) gegengerechnet bzw. überprüft (s. Beitrag 5).

Bei FE-Berechnungen haben unter anderem die Elastizitätsmoduln von Mauer und Felsuntergrund, insbesondere auch deren Verhältnis zueinander, einen Einfluß auf die Rechenergebnisse. Die in Beitrag 7 beschriebenen Messungen im Rahmen der Untersuchung der Staumauer bildeten dabei die Grundlage für die Kalibrierung des FE-Modells an den vorhandenen Meßergebnissen. So konnte durch Variation der E-Moduln eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Schwimm- und Gewichtslotmessungen erzielt werden. Für den E-Modul des Felses wurde aufgrund dieser Kalibrierung 5000 MN/m² angesetzt und für die Mauer 7500 MN/m². Die gemessenen Wasserdrücke bildeten die Grundlage für den realistischen Ansatz der Durchlässigkeitsbeiwerte und für die Berechnung des Sickerströmungsnetzes.

Die Berechnung des vor der Instandsetzung zulässigen Stauspiegels führte mit Finiten Elementen zum gleichen Ergebnis wie nach der Balkentheorie.

4.3 Berechnung der erforderlichen Ankerkraft

Die Berechnung der erforderlichen Ankerkraft verlangte zunächst die Festlegung der Lage des Ankers im Querschnitt. Um die Ankerkraft zu minimieren, kam im Mauerfußbereich nur die Lage zwischen dem vorhandenen Längsstollen und der Wasserseite infrage. Dies erforderte auf jeden Fall eine geringe Neigung des Ankers gegen das Lot. In Kombination mit der teilweise auch konstruktiv – also nicht nur statisch – festgelegten Lage des Ankerkopfes ergab sich eine erforderliche Ankerneigung, die eine Abweichung von 3,2° vom Lot hatte.

Die Berechnung erfolgte zunächst wieder nach der Balkentheorie und wurde dann durch FE-Berechnungen ergänzt. Die Balkentheorie führte zu erforderlichen Ankerkräften von knapp 1500 kN/m. Bei Berechnungen mit Finiten Elementen gibt es an den Enden des Mauerquerschnitts – also gerade auch am kritischen Punkt am wasserseitigen Mauerfuß – Zugspannungsspitzen. Sollen diese entsprechend obiger Bedingung, daß dort keine Zugspannungen auftreten dürfen, überdrückt werden, dann erfordert dies sehr große Ankerkräfte, die in der Größenordnung des Zwei- bis Dreifachen der schließlich aufgebrachten Ankerkräfte liegen. Eine Ankerkraft von 2000 kN/m wurde dennoch als die erforderliche und zugleich ausreichende Kraft berechnet, die damit das 1,33-fache der mit der Balkentheorie ermittelten beträgt.

Hierbei wurde zugelassen, daß die Mauer bis zum Beginn der 1961/62 hergestellten Injektionszone reißt. Dieses Zugeständnis gegenüber den oben genannten Forderungen ist ohne weiteres möglich, da sich das ohnehin angesetzte Belastungsbild (Bild 1) des inneren Wasserdrucks erst ändert, wenn die Risse über die Mitte der Injektionszone hinausgehen. Das völlige Überdrücken der Zugspannungen wäre aus diesem Grunde nicht nur erheblich unwirtschaftlich, sondern auch unvernünftig gewesen.

Schließlich muß man auch den Lastfall "leeres Staubecken" betrachten. Bei Ankerkräften von 2000 kN/m entstehen bei leerem Staubecken auf der Luftseite rechnerisch etwa 2 m tiefe horizontale Risse (Balkentheorie). Diese sind auf der Luftseite hinnehmbar, würden aber bei noch größeren Ankerkräften je Meter ebenfalls tiefer gehen. Dieses Problem ist im übrigen nicht ankerspezifisch.

4.4 Die Hangbereiche

Da auch die FE-Berechnung nur für den ebenen Fall, also für den Normalquerschnitt in Mauermitte erfolgte und wie unter 4.1 beschrieben auf eine räumliche Berechnung verzichtet werden konnte, war noch die Frage der erforderlichen Verankerung in den Hangbereichen zu klären. Hierzu wurde eine gesonderte Berechnung mit finiten Elementen an einer nicht gekrümmten eingespannten Platte mit Trapezquerschnitt durchgeführt. Die Auswertung dieser Berechnung führte dazu, daß auf eine Verankerung in den Hangbereichen verzichtet werden konnte, 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. Die Verankerung konnte deshalb auf den Mittelbereich zwischen den Torbauten beschränkt werden, was hinsichtlich der Bauausführung große Vorteile hatte.

4.5 Die Ankerlängen

Für die Ermittlung der Ankerlängen wurde eine Aufbruchberechnung durchgeführt. Konstruktiv erfolgte die Festlegung der Tiefenlage so, daß eine Störung der vorhandenen Injektionszone möglichst vermieden wurde. Eine Staffelung der Verpreßkörper um 5 m – jeder zweite Anker reicht 5 m tiefer – erfolgte, um den Bereich der Krafteinleitung wegen der hohen Beanspruchung des Felses etwas zu vergrößern. Auf diese Weise wurde die Injektionszone um etwa 5 m nach unten hin verlängert und dadurch der innere Wasserdruck möglicherweise reduziert, was nach Wiederinstallation der Wasserdruck-Geber überprüft werden wird.

4.6 Verhalten der Anker beim Betrieb der Talsperre

Wegen der bei den vorliegenden Ankern sehr großen freien Stahllänge bleiben die Ankerkräfte auch bei Bewegungen der Staumauer und dadurch den Ankern aufgezwungenen geringen Längenänderungen nahezu konstant. Die Zusammendrückung bzw. Dehnung der Mauer aus Wasserspiegelschwankungen beträgt etwa 3 mm, was einer Ankerkraftänderung von nur etwa 50 kN (1%) entspricht. Langfristige Ankerkraftverluste aus Kriecheffekten wurden zu 50 bis 100 kN abgeschätzt und beim Festlegen der Anker auf die Gebrauchskraft berücksichtigt. Ein Anspannen der Anker zum Ausgleich von eventuellen unvorhergesehenen Ankerkraftverlusten ist durch Unterfüttern der Ankerbuchsen möglich.

Literatur

- [1] Biener, E. (1983) Zur Sanierung älterer Gewichtsstaumauern. Mitteilungen Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen, Heft 48, 1983
- [2] Feddersen, I. (1990) Instandsetzung der Edertalsperre durch Vertikalverankerung. Unveröffentlichtes Gutachten BAW 32.4490.A

Standsicherheitsberechnungen der Ederstaumauer nach der FE-Methode

PROF. DR. ING. WALTER WITTKE*

1 Einleitung

Ergänzend zu den von der BAW nach der Balkentheorie geführten Standsicherheitsnachweisen (vgl. Beitrag 4) wurden vom Ingenieurbüro des Autors Berechnungen nach der Finite Elemente Methode durchgeführt. Diese dienten der Interpretation der in der Mauer und im Felsuntergrund gemessenen Wasserdrücke und Verschiebungen, um zu besser abgesicherten Kenngrößen für die Mauer und den Untergrund zu kommen. Darüber hinaus wurden FE-Berechnungen zur Prüfung der vom Aufsteller geführten Nachweise durchgeführt [1]. Die letztgenannten Berechnungen und ihre Ergebnisse sollen nachfolgend erläutert werden.

2 Berechnungsverfahren

Die Berechnungen der Spannungen und Verschiebungen in der Mauer und im Untergrund wurden mit dem Programmsystem FEST03 durchgeführt, das in [2] ausführlich beschrieben ist.

Für den Fels und die Staumauer wird in diesem Programmsystem von einem elastisch-viskoplastischen Spannungsdehnungsverhalten ausgegangen, wobei sowohl für den elastischen als auch den viskoplastischen Bereich eine eventuelle Anisotropie berücksichtigt werden kann. Sowohl für das Gestein als auch für die Trennflächen des Felses wird ein Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium zugrunde gelegt, das im Zugspannungsbereich im τ-σ Diagramm durch eine Vertikale abgeschnitten wird ("tension cut-off"). Die letztgenannte Annahme ist auch für horizontale Fugen in der Mauer relevant. Dabei wird der Einfluß von Trennflächen dadurch berücksichtigt, daß die Scherfestigkeit und die Zugfestigkeit innerhalb der betreffenden finiten Elemente parallel bzw. senkrecht zur Trennflächenschar in jedem Punkt entsprechend reduziert werden.

Als Elementtyp wird hauptsächlich das isoparametrische Raumelement mit variabler Knotenzahl (8 bis 21) verwendet (Bild 1). Dabei wird der Fels gewöhnlich durch 8-Knoten-Elemente mit einem linearen Verformungsansatz nachgebildet. Gekrümmte Strukturen, wie beispielsweise Bogenstaumauern, werden durch höherwertige Elemente mit nichtlinearem Verformungsansatz modelliert. Für die Diskretisierung von Bogenstaumauern hat sich beispielsweise die Verwendung von 20-Knoten-Elementen bewährt.

Die aus den einzelnen Lastfällen in Mauer und Untergrund resultierenden Verformungen werden jeweils durch die errechneten Verschiebungen der Knotenpunkte beschrieben. Die Spannungen werden dagegen in den Element-



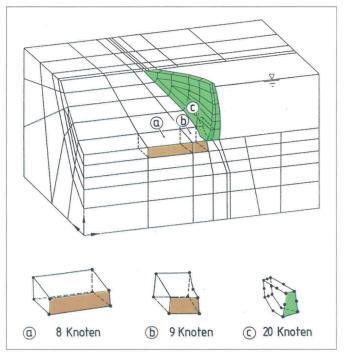


Bild 1: Diskretisierung von Mauer und Untergrund durch isoparametrische Raumelemente

mittelpunkten und darüber hinaus auch in den sogenannten Gaußpunkten, die die Stützstellen der für die Ermittlung der Elementsteifigkeitsmatrizen erforderlichen Volumenintegrationen bilden, errechnet [2].

Als Randbedingungen können mit dem Programmsystem FEST03 Knotenpunkte als vollständig oder in einzelnen Richtungen unverschieblich oder mit Verschiebungen, die während der Berechnung konstant gehalten werden, vorgegeben werden. Es ist auch möglich, für einzelne Knotenpaare zu vereinbaren, daß sie sich während der Berechnung in gleicher Weise verschieben. Auch können am Rand oder im Innern des Kontinuums äußere Belastungen als Knotenkräfte oder Elementlasten angegeben werden, die als Einzel- oder Flächenlasten (z.B. hydrostatischer Wasserdruck auf eine Staumauer) aber auch als Volumenkräfte (z.B. Eigengewicht, Auftrieb, Strömungsdruck etc.) wirken können [2].

Die aus der Durchströmung des Felsuntergrundes und der Mauer resultierenden piezometrischen Höhen wurden mit dem Programmsystem HYD03 ermittelt [1]. Grundlage dieser Berechnungen ist das Darcy'sche Gesetz, wobei sowohl isotrope als auch trennflächenbedingte anisotrope Wasserdurchlässigkeiten berücksichtigt werden können. Ebenso können in den Berechnungen unterschiedliche Durchlässigkeiten innerhalb des Berechnungsausschnittes und die Topographie sowie die Bauwerksgeometrie nachgebildet werden.

^{*} Prof. Dr. Ing. W. Wittke, Lehrstuhl und Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau, RWTH Aachen

Die verwendeten Elementypen sind die gleichen, wie sie bei der Berechnung der Spannungen und Verschiebungen benutzt werden. Auch wird für die hydraulischen und mechanischen Berechnungen dasselbe Elementennetz verwendet. Randbedingungen können in Form von Standrohrspiegelhöhen und undurchlässigen Berandungen berücksichtigt werden. Während die Lage der Sickerstrecke, d.h. der Fläche, aus der das Sickerwasser auf der Luftseite der Mauer austritt, in der Regel bekannt ist, muß ihre Erstreckung in einer programminternen Iterationsrechnung ermittelt werden. Ebenfalls ist zur Ermittlung der Lage der freien Oberfläche des Sickerwassers (Sickerlinie) eine iterative Rechnung erforderlich [2].

Die Ergebnisse der Berechnungen beinhalten die Verteilung der piezometrischen Höhen (Potentialverteilung) und der Gradienten sowie die Lage der freien Oberfläche und die Ausdehnung der Sickerstrecke. Ferner werden für die Eingabe in die Standsicherheitsberechnungen (s.o.) Auftriebs- und Strömungskräfte berechnet, bei denen es sich um die Resultierenden der an den Kluftkörpern angreifenden Wasserdrücke handelt.

3 Zweidimensionale FE-Berechnungen für unterschiedliche Wasserstände

3.1 Berechnungsausschnitt, Elementennetz und Rechenschritte

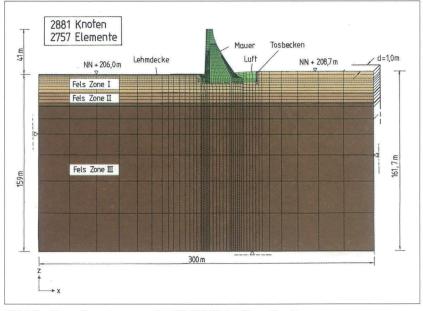
Zur Überprüfung der vorgelegten Standsicherheitsberechnungen für die Mauer im Bereich zwischen den Aufbauten wurden vier zweidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt. Da infolge der großen Länge der Mauer und dem großen Krümmungsradius für diesen Bereich nahezu keine räumliche Tragwirkung gegeben ist, konnten die Berechnungen an einer ebenen Scheibe durchgeführt werden.

Der hierzu verwendete 1 m dicke, scheibenförmige Berechnungsausschnitt umfaßt einen 300 m langen und 159 m hohen Untergrundausschnitt sowie die 48 m hohe Mauer (Bild 2). Das dargestellte FE-Netz, das aus 2757 isoparametrischen Elemente mit jeweils 8 Knoten besteht, wurde wie erwähnt sowohl für die hydraulischen als auch für die mechanischen Berechnungen benutzt. Die Anzahl der Knotenpunkte je Ebene beträgt 2881

Für die Sickerströmungsberechnung wurden die seitlichen Netzberandungen (x=0 und x=300) sowie die untere Berandung (z=47 m) als undurchlässig angenommen. Für die Berechnung der Grundwasserverhältnisse vor dem Bau der Mauer wurde den Knoten die Standrohrspiegelhöhe entsprechend dem Grundwasserstand bei NN + 199 m zugewiesen. Für die Sickerströmungsberechnungen, in denen der Einstau der Mauer simuliert wird, wurde den Knoten entlang der Sohle des Staubeckens und den unterhalb des Wasserspiegels liegenden Knoten der Mauerwand die dem jeweiligen Stauziel entsprechende Standrohrspiegelhöhe zugewiesen. Die so ermittelten Auftriebs- und Strömungskräfte wurden in der Standsicherheitsberechnung als äußere Lasten eingegeben.

Als Randbedingung für die Standsicherheitsberechnung wurden die Knotenpunkte der seitlichen Ränder des Berechnungsausschnittes (x=0, x=300 m) als horizontal unverschieblich und vertikal verschieblich, die der unteren Berandung (z=47 m) hingegen als horizontal verschieblich und vertikal unverschieblich angenommen.

Die Berechnung für die Lastfälle Eigengewicht, Verankerung und Einstau erfolgte in 3 Rechenschritten (Bild 3). Im ersten Rechenschritt wurden die aus dem Eigengewicht des Untergrundes unter Berücksichtigung des Auftriebs resultierenden Spannungen und Verformungen ermittelt. Die für die Berücksichtigung der Grundwasserverhältnisse



zahl der Knotenpunkte je Ebene beträgt 2881. Bild 2: Berechnungsausschnitt, FE-Netz, Randbedingungen

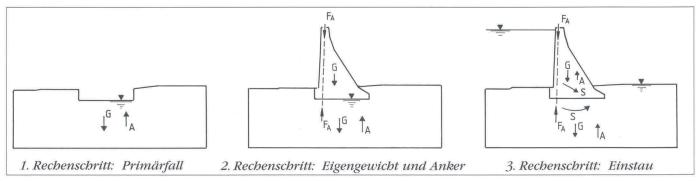


Bild 3: Rechenschritte

benötigten Auftriebskräfte wurden in der hydraulischen Berechnung bestimmt. Im 2. Rechenschritt wurden der Bau der Mauer und der Einbau der Vorspannanker simuliert und die sich daraus ergebenden Spannungen und Verformungen errechnet. Im 3. Rechenschritt wurden die Auftriebs- und Strömungskräfte berücksichtigt, die sich aus der Durch- und Unterströmung der Mauer bei der in den einzelnen Fällen untersuchten Stauhöhe ergeben (vgl. auch [2]).

In dem in Bild 4 dargestellten Ausschnitt aus dem Elementennetz ist die feinmaschige Diskretisierung der Mauer auf der Ober- und Unterwasserseite erkennbar. Diese hat zum Ziel, die Spannungen in diesen Bereichen mit großen Spannungsgradienten möglichst genau zu ermitteln. Ebenso sind in diesem Ausschnitt der Längsstollen sowie die Elemente gekennzeichnet, mit denen der Injektionsschleier mit geringer Wasserdurchlässigkeit nachgebildet wurde. Die Wirkung der Vorspannanker wurde durch zwei gleiche, entgegengesetzt gerichtete Kräfte mit derselben Wirkungslinie simuliert, von denen die eine im Fels und die andere in Höhe des oberen, im Zuge der Sanierung hergestellten Kontrollgangs angreift (Bild 4). Dieser Kontrollgang wurde in dem FE-Netz nicht nachgebildet, da die Berechnungen die Ermittlung der Gesamtstandsicherheit der Mauer und nicht die Bestimmung der Spannungsverteilung im Bereich der Mauerkrone zum Ziel hatten.

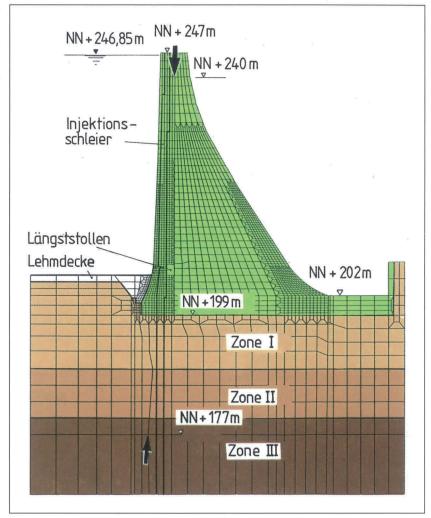


Bild 4: Detail FE-Netz

3.2 Kennwerte

Der Fels im Tal und an den Hängen der Ederstaumauer besteht aus Tonschiefern und Quarziten des Karbons. Nach einem Gutachten des Hessischen Landesamtes für Bodenforschung besteht der Felsuntergrund im Bereich der rechten Talhälfte überwiegend aus Tonschiefern, während auf der linken Seite hauptsächlich Quarzite anstehen. Die Schichten streichen zwischen 65° und 75° und fallen nahezu senkrecht ein. Neben den schichtparallelen Trennflächen sind im Fels im wesentlichen zwei weitere Kluftscharen ausgebildet.

Die Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes kann im Hinblick auf die Um- und Unterläufigkeit der Mauer nach den Unterlagen als annähernd isotrop angesehen werden (vgl. [1]). Nach den Ergebnissen der im Zuge der Sanierung durchgeführten Kernbohrungen und WD-Tests kann man den Gründungsfels hinsichtlich seiner Wasserdurchlässigkeit darüber hinaus in 3 Zonen (I - III) unterschiedlicher Durchlässigkeit unterteilen (Bild 5). Die Mauer wird hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit ebenfalls als isotrop und als homogen angenommen (Bild 5). Der für die Durchlässigkeit des injizierten Bereiches angenommene Wert beschreibt eine Größenordnung, die in der Regel mit den üblichen Zementeinpressungen erreicht wird (Bild 5). Der Injektionsschleier bindet in die Zone III des Felsuntergrundes ein. Hinsichtlich ihres elastischen Verhaltens können die quar-

zitischen Schichten als isotrop angesehen werden, während die Tonschiefer nur näherungsweise als isotrop angenommen werden können. Der in Bild 5 für den Fels angegebene E-Modul resultiert aus einer Rückrechnung bzw. Interpretation der an der Mauer bei Stauspiegelschwankungen gemessenen Verschiebungen. Für die Mauer selbst wurde im elastischen Bereich ebenfalls von isotropen Spannungsdehnungsverhalten ausgegangen (Bild 5).

Im Fels wurde parallel zur Mauer bzw. senkrecht zur Darstellungsebene (Bild 4) sowie in der Mauer auf horizontalen Fugen mit begrenzter Scherfestigkeit gerechnet. Außerdem wurde angenommen, daß die Zugfestigkeit senkrecht zu diesen Ebenen gleich Null ist (Bild 5). Mit diesen Annahmen wurde die festigkeitsmindernde Wirkung der im Fels ausgebildeten Trennflächen sowie der herstellungsbedingten horizontalen Schwächezonen in der Mauer berücksichtigt. Die übrigen in Bild 5 aufgelisteten, für die Berechnung benötigten Kennwerte wurden aufgrund von Erfahrungen angenommen und werden hier nicht näher begründet.

3.3 Ergebnisse

Zunächst wurde der Spannungszustand in der Mauer und im Untergrund für den Fall untersucht, daß die Talsperre entleert ist und lediglich das Eigengewicht der Mauer und des Felses wirksam sind. Infolge der Ankerkräfte treten unter

Schicht	Durchlässigkeit kf [m/s]	Verfombarkeit E [MN/m²] الا		Wichte y [kN/m³]
Fels Zone I *)	1 · 10 -5	5.000	0,25	27,2
Fels Zone II*)	1 - 10-6	5 000	0, 25	27,2
Fels Zone III*)	1 · 10 - 7	5 000	0,25	27, 2
Mauer u. Tosbecken	1 - 10-6	7500	0, 25	23
Injektions- schleier	5 - 10 -7	7500/5000	0,25	23
Lehm – decke	1 · 10 -1	15	0,35	23
Vorsatz - mauer - werk	1 · 10 °	1	0, 20	0

*) Trennflächen parallel zur Mauer $\sigma_Z \trianglerighteq=0$, c=10 MN/m² , ϕ = 0 **) horizontale Fugen mit $\sigma_Z \trianglerighteq=0$, c=100 MN/m², ϕ = 30°

Fels Zone I

NN + 186,7m bis GOK

Fels Zone II

NN+ 174m bis NN+ 186 m

Fels Zone III

NN+ 47 m bis NN + 174,8 m

Injektionsschleier :

: Mauerkrone bis 3,0 m unter 0k Fels Zone III

Bild 5: Zusammenstellung der Kennwerte für die Sickerströmungs- und Standsicherheitsberechnungen

der Annahme, daß die Zugfestigkeit senkrecht zu horizontalen Schnitten gleich Null ist, horizontale Risse auf der Luftseite auf, die etwa 3,5 m in die Mauer hineinreichen. Diese Risse bzw. Zugspannungen sind für die Standsicherheit der Staumauer ohne Bedeutung. Ebenso können die Druckspannungen auf der Wasserseite der Mauer von maximal 1,6 MN/m² vom Mauerwerk problemlos aufgenommen werden. Die errechneten Hauptnormalspannungen und die Vertikalspannungen in horizontalen Schnitten sind in Bild 6 und Bild 7 dargestellt.

Für den Einstau bis zum höchsten Stauziel (Bemessungsfall I) müssen die Standsicherheit der Mauer und die Funktionsfähigkeit der Abdichtung uneingeschränkt gewährleistet werden. In Bild 8 ist das Ergebnis der Sickerströmungsberechnung in Form von Linien gleicher Standrohrspiegelhöhe aufgetragen. Die dränierende Wirkung des Längsstollens wurden dabei ebenso wie die Wirksamkeit des Schleiers berücksichtigt. Die Berechnung führt zu dem Ergebnis, daß auf der Luftseite des Injektionsschleiers der Sohlwasserdruck noch $40\,\%$ des vollen hydrostatischen Wasserdrucks beträgt (k = 0,4). Der Wert von k = 0,4 war zugleich eine Vorgabe des Bauherrn. Mit den Sickerströmungskräften aus dieser Berechnung ergab sich zusammen mit den Belastungen aus Eigengewicht und Vorspannankern die in Bild 9 dargestellte Spannungsverteilung.

Am wasserseitigen Mauerfuß treten infolge von vertikalen Zugspannungen, die vom Mauerwerk wie erwähnt nicht aufgenommen werden können, horizontale Risse auf. Abwei-

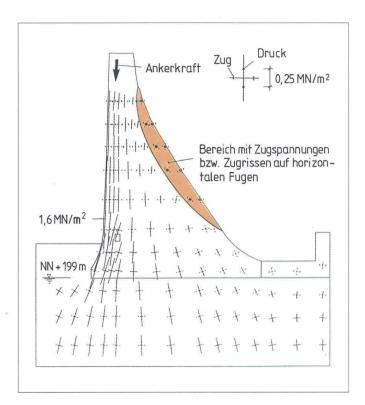


Bild 6: Hauptnormalspannungen, Eigengewicht, Ankerkräfte

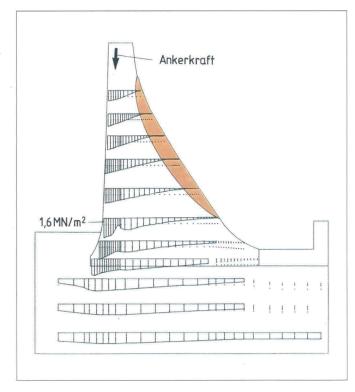


Bild 7: Vertikalspannungen, Eigengewicht, Ankerkräfte

chend hiervon führten die Berechnungen nach der Balkentheorie zu dem Ergebnis, daß diese Zone überdrückt ist. Die Ursache hierfür liegt vermutlich in der unzutreffenden Annahme des Ebenbleibens horizontaler Querschnitte durch die Mauer. Der Bereich mit horizontalen Rissen ist allerdings relativ klein. Da außerdem die Risse nicht bis zur Injektionszone reichen, wird deren Dichtungsfunktion nicht beeinträchtigt, und es entstehen keine Einschränkungen für die Nutzung der Staumauer.

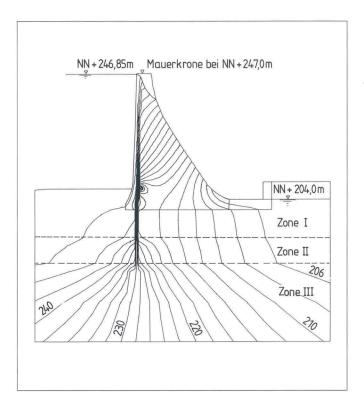


Bild 8: Potentialverteilung, Einstau auf NN + 246,85 m (höchstes Stauziel)

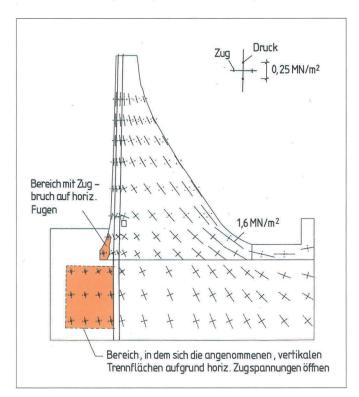


Bild 9: Hauptnormalspannungen, Eigengewicht, Ankerkräfte, Einstau auf NN + 246,85 m

Die maximale Druckspannung liegt bei 1,6 MN/m² und kann vom Mauerwerk problemlos aufgenommen werden.

Die im Oberwasserbereich auftretenden Festigkeitsüberschreitungen im Fels sind auf die annähernd horizontalen Zugspannungen zurückzuführen, die durch die steil stehenden Klüfte nicht aufgenommen werden können. Dabei täuscht die Berechnung einen sehr großen Bereich vor, in dem die Zugfestigkeit überschritten wird. In Wirklichkeit

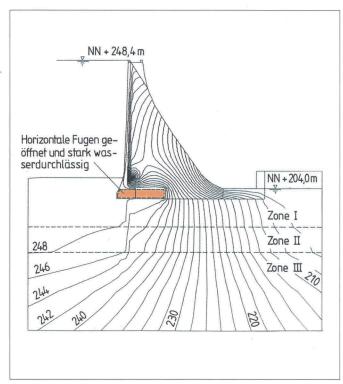


Bild 10: Potentialverteilung, Stauböbe NN + 248,4 m

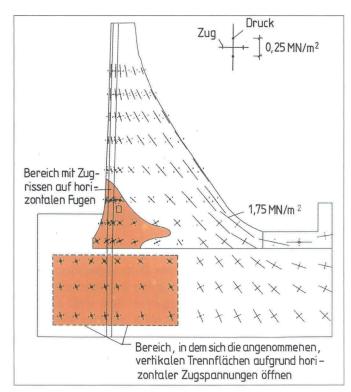


Bild 11: Hauptnormalspannungen, Eigengewicht, Ankerkräfte, Einstau auf NN + 248,4 m

dürften sich auf der Oberwasserseite der Mauer ein oder zwei steilstehende Trennflächen leicht öffnen, und es wird zu einem Abbau der Zugspannungen kommen.

Die ungünstigste Beanspruchung der Mauer tritt im sogenannten Katastrophenfall auf, für den angenommen wird, daß die Hochwasserüberläufe nicht oder nur teilweise funktionsfähig sind. Es kann dann zu einem Überströmen der Mauerkrone kommen. In den Berechnungen wird hierfür

eine Stauhöhe von NN + 248,4 m angenommen. Aus Vorberechnungen für diesen Belastungsfall ergab sich, daß sich die in der Mauer angenommenen horizontalen Fugen dann in Höhe der Talsohle nahezu bis zur Mitte der Mauer öffnen. Damit wird der Dichtungsschleier in diesem Bereich unwirksam und die horizontale Wasserdurchlässigkeit der Mauer wird sehr groß.

Um dies zu simulieren, wurde den Elementen im unteren Mauerbereich von der Wasserseite bis zur Mauermitte ein wesentlich höherer k_f. Wert zugewiesen als für die Elemente des intakten Mauerwerks (schraffierter Bereich in Bild 10). Die in diesem Fall errechnete Potentialverteilung ist ebenfalls in

Bild 10 aufgetragen. Die mit dieser Potentialverteilung durchgeführte Standsicherheitsberechnung führt zu den in Bild 11 dargestellten Spannungen. Der Bereich mit Zugbrüchen auf horizontalen Fugen ist nun deutlich größer als im Fall des intakten Dichtungsschleiers (vgl. Bild 9). Die horizontalen Risse reichen bis zur Mauermitte, wie dies in der Sickerströmungsberechnung angenommen worden war. Da die horizontalen Risse nicht über die Mauermitte hinausgehen und die maximalen Druckspannungen von 1,75 MN/m² an der Luftseite vom Mauerwerk problemlos aufgenommen werden können, konnte auch für diesen Lastfall die Standsicherheit der Mauer nachgewiesen werden.

Mit den Berechnungen konnte gezeigt werden, daß für das höchste Stauziel (HQ₁₀₀₀) am wasserseitigen Mauerfuß nur geringe vertikale Zugspannungen, die in der Berechnung zu horizontalen Rissen führen, auftreten. Die Risse dürften in der Realität nicht so weit reichen wie sie die Berechnung ergibt, da im Mauer-

werk trotz gegenteiliger Annahme eine Zugfestigkeit vorhanden sein dürfte. Aufgrund des Bauablaufs (schichtenweiser Aufbau) war es jedoch sinnvoll, für die Berechnung die Annahme zu treffen, daß in horizontalen Schnitten keine Zugübertragung möglich ist.

Die Rißbildung in dem nur kleinen Bereich am wasserseitigen Mauerfuß hat, solange der Dichtungsschleier intakt bleibt, nahezu keinen Einfluß auf die Durchsickerung von Mauer und Untergrund. Aus statischer Sicht stellt die minimale Rißbildung, wenn sie tatsächlich auftreten sollte, kein Problem dar.

Da sich die Risse nur bei einem extremen Hochwasser (HQ_{1000}) kurzfristig öffnen und nach Abklingen des Hochwassers sich nahezu wieder schließen (Fließquerschnitt kaum noch vorhanden), ist auch eine evtl. Auslaugung des Mörtels durch erhöhte Sickerströmung vernachlässigbar gering. Sollten bisher schon Risse am wasserseitigen Mauerfuß aufgetreten sein, so werden diese während der Ankerarbeiten durch die Vergütung von Mauer und Fels im Bereich der Anker verpreßt.

Mit den durchgeführten Berechnungen konnten somit die Ergebnisse der zu prüfenden statischen Berechnungen, daß in allen Fällen die Standsicherheit und für das höchste Stauziel auch die Funktionsfähigkeit der Abdichtung gewährleistet sind, bestätigt werden.

4 Untersuchung der Lastabtragung im Hangbereich

Auf der Mauerkrone befinden sich oberhalb des Fußes der beiden Hänge zwei 37 m lange Toraufbauten. Im Bereich dieser Aufbauten und der anschließenden Hangbereiche sind keine Vorspannanker angeordnet. Es stellte sich deshalb die Frage, ob die Verankerung im Mittelteil der Mauer ausreicht um auch im Hangbereich die Zugspannungen aus dem Wasserdruck zu überdrücken bzw. auf ein zulässiges Maß zu reduzieren. Hierzu wurden dreidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt, für die das in den Bildern 12 und

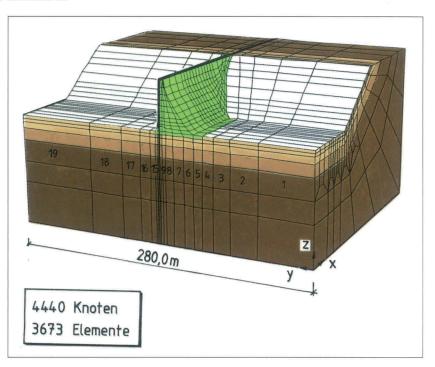


Bild 12: 3D-FE-Netz

13 dargestellte FE-Netz verwendet wurde. Es besteht aus 3673 isoparametrischen 8-Knoten-Elementen mit insgesamt 4440 Knoten. Die Länge des Berechnungsausschnittes beträgt 280 m, die Breite 232 m und die Höhe 147 m. Die Mauer ist im Bereich des Hanges, der Toraufbauten und in einem 50 m langen Bereich des Mauermittelteils nachgebildet. Der Bereich des Mauermittelteils wurde mit 50 m so groß gewählt, daß an seinem Rand keine Einflüsse aus dem Hang mehr vorhanden sind. Die nur geringe Krümmung der Mauer im Grundriß wurde bei der Erstellung des FE-Netzes vernachlässigt.

Das FE-Netz wurde zur besseren Darstellung der Ergebnisse in Scheiben unterteilt. Die Unterteilung erfolgte in 19 Scheiben quer zur Talachse (Scheiben 1-19, Bild 12) und in 14 Scheiben quer zur Mauerlängsachse (Scheiben a-n, Bild 13).

Auch die räumliche Berechnung wurde in 3 Schritten durchgeführt (vgl. Bild 3). Für die Berechnung zur Um- und Unterläufigkeit der Mauer wurde vom höchsten Stauziel bei NN + 246,85 m (HQ₁₀₀₀) ausgegangen, da sich dieser Lastfall bei den 2D-Berechnungen als der ungünstigste herausgestellt hatte. Im übrigen entsprechen die Annahmen zur Wirksamkeit des Schleiers denen der zweidimensionalen Berech-

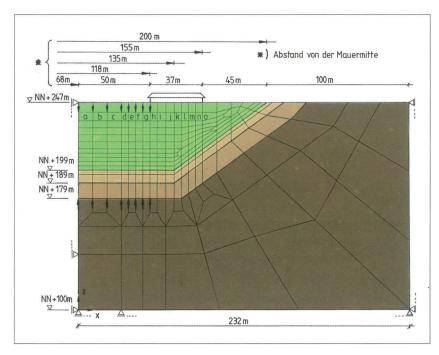


Bild 13: 3D-FE-Netz (Längsschnitt durch die Mauer)

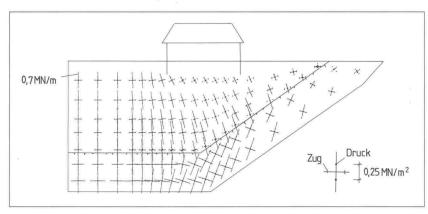


Bild 14: Hauptnormalspannungen, 2. Rechenschritt: Eigengewicht und Ankerkräfte, Scheibe 11

nung. Die dränierende Wirkung des Längsstollens wurde in den Berechnungen nicht berücksichtigt. Die mechanischen Kennwerte von Mauer und Untergrund wurden gegenüber der zweidimensionalen Berechnung nicht geändert (vgl. Bild 5).

Die aus den Berechnungen resultierende räumliche Lastabtragung ist am besten am Ergebnis des 2. Rechenschritts in dem nur das Eigengewicht der Mauer und die Ankerkräfte berücksichtigt werden, erkennbar. Bild 14 zeigt dazu die Größe und den Verlauf der Hauptnormalspannungen innerhalb der in der Nähe der Oberwasserseite der Mauer liegenden Scheibe 11 (vgl. auch Bild 12). Danach treten im unteren Hangbereich vergleichsweise große Hauptnormaldruckspannungen auf, die aus der räumlichen Abtragung des Mauereigengewichts und der Ankerkräfte resultieren. Die Folge dieses Spannungsverlaufs ist es, daß auch als Folge des Einstaus in der Mauer keine Zugspannungen entstehen, die bis zum Injektionsschleier reichen.

Literatur

- [1] Edertalsperre, Prüfung der Berechnungen zur Ermittlung der erforderlichen Ankerkräfte. Bericht des Ingenieurbüros Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH (WBI), September 1991.
- [2] Wittke, W.: Felsmechanik, Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo 1984.

Modellversuche für die hydraulische Neukonzeption

DIPL.-ING. SIEGFRIED LASAR* DIPL.-ING. BERND PULINA** DIPL.-ING. (GRAD.) AXEL VOIGT**

1 Einleitung

Die Neukonzeption der Staumauer muß entsprechend DIN 19700 Teil 11 den schadlosen Abfluß eines 1000jährlichen Hochwassers gewährleisten. Das HQ $_{1000}$ = 1100 m³/s wurde für den Abflußquerschnitt der Staumauer im Leichtweis-Institut der TU Braunschweig berechnet [1]. Über die alte Hochwasserentlastungsanlage konnten bisher nur rd. 680 m³/s abgeführt werden [2]. Für den größeren Hochwasseranteil von ΔQ = 1100 m³/s -680 m³/s = 420 m³/s waren nachträgliche konstruktive Maßnahmen zu entwikkeln. Mit Hilfe von wasserbaulichen Modellen im Maßstab 1:10 und 1:25 (Bild 1) wurden Ausführungsvorschläge in systematischen Untersuchungsreihen festgelegt.



Bild 1: Hochwasserabfluß $HQ_{1000}=1100~m^3/s$ über die Überfallkrone und die $1\div 8$ völlig geöffneten Notauslässe. Vorhandener Zustand mit Kabelbrücke im Gesamtmodell 1:25 vor dem Umbau

In diesem Beitrag werden die wesentlichen konstruktiven und die daraus resultierenden strömungstechnischen Zusammenhänge sowie die Untersuchungsergebnisse beschrieben.



2 Entwicklungsansätze

Zur Lösung des Problems der größeren Hochwassermengenableitung stehen im Prinzip mehrere Möglichkeiten offen. Im konkreten Fall war zu beachten, daß bei der Neugestaltung der Hochwasserüberläufe

- die neununddreißig, je 3,80 m breiten Sandsteinbögen aus denkmalpflegerischer Sicht auf der Luftseite unverändert erhalten bleiben müssen und
- die lichte Höhe zwischen Überlaufkrone und der darüber liegenden Brücke vorgegeben ist.

Umfassende Korrekturmaßnahmen konnten wegen dieser Vorgaben nicht ausgeführt werden. Unter Einhaltung der genannten Zwangspunkte boten sich zur Erhöhung der Abflußleistung nur zwei Konzepte an:

- 1. Neuentwurf des Mauerüberfalls und der Vorpfeiler
- 2. Beibehaltung der alten Querschnittsform des Mauerkopfes sowie der Pfeiler und zusätzliche Reaktivierung der acht vorhandenen Notauslässe für den Abfluß der zusätzlichen Teilwassermenge (ΔQ = 420 m³/s).

Beide möglichen Konzepte wurden in Modellversuchen bewertet.

In Bild 2 sind die Teile des Bauwerkes dargestellt, die im hydraulischen Modell untersucht wurden.

In den nachstehenden Abschnitten werden die wesentlichen Untersuchungserkenntnisse kurz angesprochen.

2.1 Reaktivierung der Notauslässe

Aus den im Beitrag 9 genannten Gründen mußten die acht Notauslässe reaktiviert werden. Die Gestaltung des Einlaufbauwerkes, die Druckverhältnisse in den Mauerdurchlässen sowie deren Abflußvermögen in Abhängigkeit von der Höhe des Seewasserspiegels wurden vor der Reaktivierungsmaßnahme in einem Teilmodell im Maßstab 1:10 untersucht.

2.1.1 Einlaufbauwerk

Die Einläufe der acht Rohrleitungen erhielten strömungsgünstige Mundstücke (Bild 3).

Durch derartige Mundstücke lassen sich negative Überdrücke im Übergang vermindern und die Verlustgrößen in den Rohreinläufen auf ein Minimum begrenzen. Zwischen den Mundstücken und den Kreisquerschnitten wurden Gleitschütze eingebaut.

Im vorliegenden Fall konnte nur ein Verschluß eingesetzt werden, der beim vollen einseitigen Wasserdruck

^{*} Baudirektor S. Lasar, Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsrube, Referatsleiter Wasserbauwerke, Abteilung Wasserbau, Hydraulik

^{**} B. Pulina, A. Voigt, Referat Wasserbauwerke, BAW Karlsrube

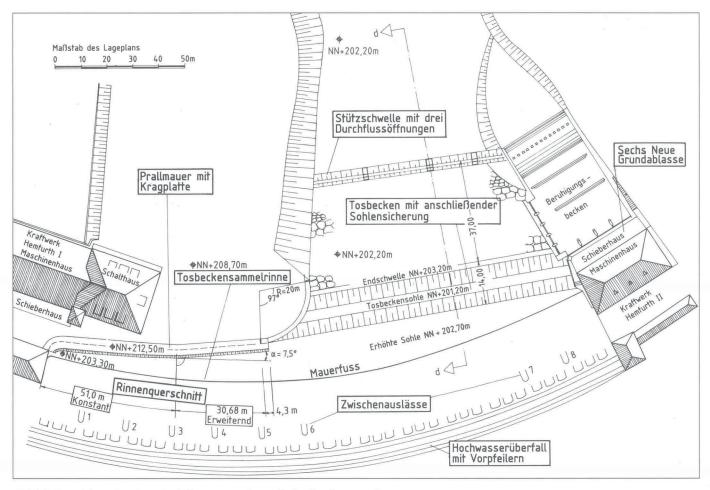


Bild 2: Lageplan der im Modell untersuchten Teile des Bauwerkes

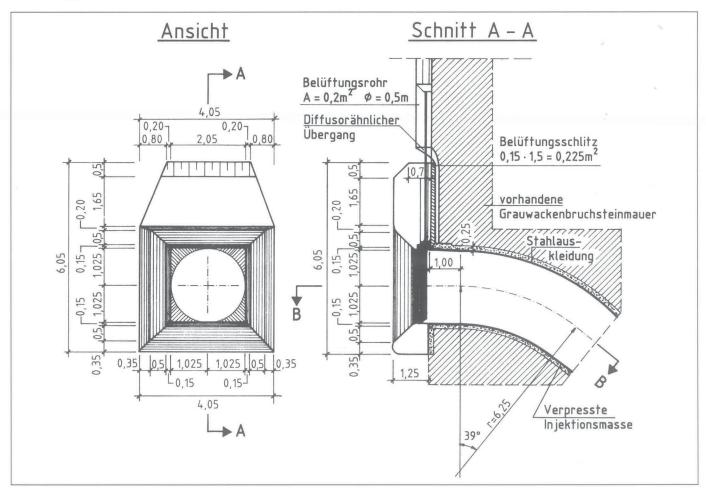


Bild 3: Gestaltung des Einlaufbauwerkes an den Notauslässen

verstellbar ist. Dafür war als wichtigstes Konstruktions-Kriterium eine den Stromlinien angepaßte Gestaltung mit ausreichender Belüftung einzurichten. Beim Hub fährt das Schütz in ein Kammergehäuse auf. Unmittelbar hinter dem Verschluß erfolgt im Vertikalschnitt eine deutliche Querschnittserweiterung. Dieser aufgeweitete Bereich steht über eine Rohrleitung Ø 0,50 m mit der Atmosphäre zur Belüftung in Verbindung.

Aus strömungstechnischen Gründen nimmt der Stollen in Fließrichtung in der Höhe ab und entsprechend in der Breite zu.

2.1.2 Mauerdurchlaß und Auslauf

In Bild 4 sind die Profilform der Notauslässe im Normalquerschnitt der Staumauer sowie die Querschnitte der Mauerdurchlässe dargestellt. Das alte Bruchsteinmauerwerk der Durchlässe mußte durch Stahlauskleidung erosionsbeständig und mit geringem Reibungswiderstand ausgestattet werden (Bild 4B). Die im Modell gemessenen, negativen Überdrücke im Rohrscheitel des Mauerstollens, von max p_e = 65 kPa (Bild 4D) waren ebenfalls für die ausgeführte Stahlvollpanzerung der Notauslässe mit Verankerung in der Natur maßgebend.

Das Abflußvermögen der Notauslässe wird durch drei verschiedene Einflußzonen charakterisiert:

- a) die Einlaufzone;
- b) die Zone der ausgebildeten Geschwindigkeitsverteilung;
- die Auslaufzone, die wegen der plötzlichen Krümmung der austretenden Stromfäden durch eine Asymmetrie der Geschwindigkeitsverteilung gekennzeichnet ist.

Bei einem Seewasserspiegel von NN + 243,50 m kann eine Auslaßöffnung max. 52,6 m³/s abführen.

Weitere Details zur strömungstechnisch zweckmäßigen Gestaltung der Mauerausläufe sind in [3] beschrieben.

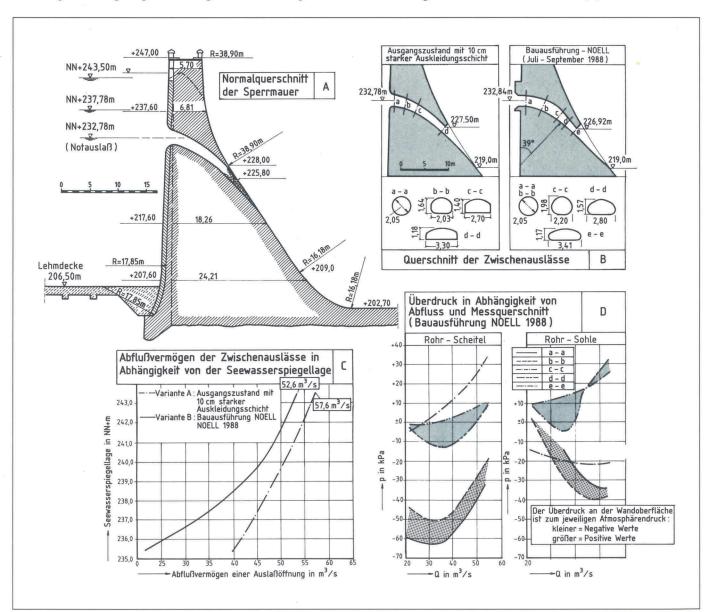


Bild 4 A: Normalquerschnitt der Sperrmauer mit der Profilform der Notauslässe

- B: Querschnitte der Notauslässe
- C: Abflußvermögen der Notauslässe in Abhängigkeit von der Seewasserspiegellage
- D: Überdruck in Abhängigkeit vom Abfluß und dem Meßquerschnitt

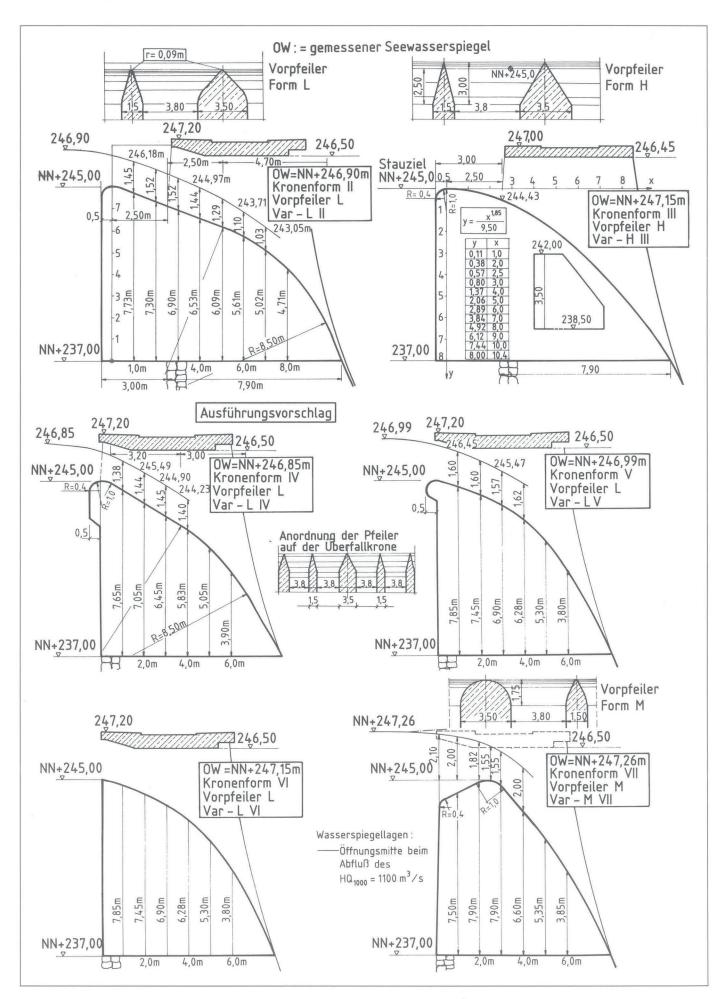


Bild 5: Untersuchte Formen des Überfallwehres und der Vorpfeilerköpfe sowie die dazugehörigen Seewasserspiegellagen beim $HQ_{1000} = 1100$ m/s (Beispiele)

2.2 Gestaltung des Überfalls und der Vorpfeiler

In den Modellversuchen war die Abflußleistung des Überlaufbauwerkes in Abhängigkeit von der Geometrie des Überfalls und der Vorpfeiler zu untersuchen.

Die Neukonstruktion des Überlaufbauwerkes sollte durch hydraulisch günstigere Formgebung den spezifischen Abfluß $q=Q_u/\Sigma b$ gegenüber dem vorhandenen Zustand erhöhen.

Weiterhin wurden folgende Ziele angestrebt:

- Erhöhung der Mauerauflast,
- Erzeugung einer günstigeren Momentbelastung durch wasserseitiges Auskragen der Mauerkrone,
- Minimierung der Überfallstrahlhöhe im Bereich der oberwasserseitigen Brückenunterkante.

Bild 5 zeigt einige Beispiele aus der Vielzahl im Modell untersuchter Gestaltungsvarianten des Überlaufbauwerkes.

Im Endergebnis wurde das Überlaufbauwerk bestehend aus dem Vorpfeilerkopf Form L und der Kronenform IV für die Ausführung festgelegt (Bild 5, Variante L IV).

Mit diesem Überfallprofil IV lassen sich große Überfallbeiwerte erreichen, ohne daß dabei negative Überdrücke auftreten. Mit den Vorpfeilern wird eine allmähliche Änderung der Strömungsrichtung noch im strömenden Bereich bewirkt und zugleich die Wasserspiegelerhöhung vor den Pfeilern, im Vergleich zu einer plötzlichen Richtungsänderung, wesentlich ermäßigt.

Q m³/s	H _{ALT} NN + m	H _{NEU} NN + m	ΔH m
1100	247,30	246,85	0,45
950	247,00	246,68	0,32
800	246,80	246,50	0,30

Der gesamte Untersuchungskomplex ist in [4] und [5] detailliert beschrieben.

3 Bauwerke im Unterwasser

Die Bauwerke im Unterwasser müssen als ein zusammenwirkendes System zur Beeinflussung der Strömungsvorgänge behandelt werden. Diesem System sind

- die Tosbeckensammelrinne,
- der Übergang von der Tosbeckensammelrinne zum Tosbecken,
- das Tosbecken,
- die Befestigungsstrecke und
- die Stützschwelle zuzuordnen.

Mit einer wirksamen Tosbeckenform muß erreicht werden, daß

- im Tosbecken keine zusätzlichen Großturbulenzen hervorgerufen werden.
- die Strömungsgeschwindigkeit im Anschluß an das Tosbecken in möglichst kurzer Entfernung, horizontal und vertikal natürlich verteilt wird.
- die Wellenbildung und Wasserspiegelschwankungen im Unterwasserbereich klein bleiben.

3.1 Tosbeckensammelrinne

Die Teilabflußmenge von der linken Staumauerseite kann nur über die Tosbeckensammelrinne in das Ederbett eingeleitet werden (siehe Bild 2).

Die Strömungsvorgänge in der Tosbeckensammelrinne sind stationär ungleichförmig und können als Gerinneströmung mit seitlichem Zufluß definiert werden. Der Strömungsvorgang in der Sammelrinne ist vollturbulent und nahezu über die gesamte Länge der Rinne schießend.

Erfolgt die seitliche Gerinneerweiterung zum Tosbecken hin nicht allmählich, so kommt es zu Verzögerungen der Strömung, die zu Strömungsablösungen führen.

Im vorliegenden Fall wurde die Prallmauer vor und neben dem Kraftwerk Hemfurth I so geführt, daß sich am Ende der Tosbeckensammelrinne ein Wechselsprung einstellt. Der Wechselsprung verhindert, daß abflußstörende Kreuzwellen entstehen und sich nach unterstrom fortpflanzen (siehe auch [6] und [7]).

Aus der Vielzahl im Modell untersuchter Alternativen wurde die auf Bild 6A dargestellte Grundrißgestaltung der Tosbeckensammelrinne zur Ausführung empfohlen.

3.2 Überdrücke und Wasserspiegellagen an der Prallmauer

Die Prallmauer wurde so geformt, daß kein Überschwappen im Bereich des Kraftwerkes Hemfurth I erfolgen kann. Der Ausführungsvorschlag besteht aus:

- einer bis NN + 212,50 m reichenden Prallmauer
- einer 2,5 m breiten, in die Tosbeckensammelrinne auskragenden Schutzplatte. Die Schutzplatte ist in die Prallmauer auf einer Breite von 0,50 m unter der Neigung 1: 1 integriert. Das Plattenende ist auf 1 m Breite 1: 2 geneigt (siehe Bild 6).

Durch den Prallmauerkopf mit der auskragenden Platte läßt sich gegenüber einem rechteckigem Mauerkopf ohne Platte folgendes erreichen:

- Die Prallmauer kann um 4 m niedriger gehalten werden.
- Ein Überschwappen in allen realisierbaren Betriebsfällen, auch beim Abfluß des HQ₁₀₀₀, tritt nicht ein.
- Die Stoßwellen in der Tosbeckensammelrinne werden stark ermäßigt und in der Ausdehnung stromabwärts begrenzt. (Bild 7).

Gegenüber Bild 1 zeigt der Übergangsbereich wesentlich kleinere Wellenhöhen (Bild 8). Die Strömung wird im Tosbecken parallel ausgerichtet und in das Ederbett einge-

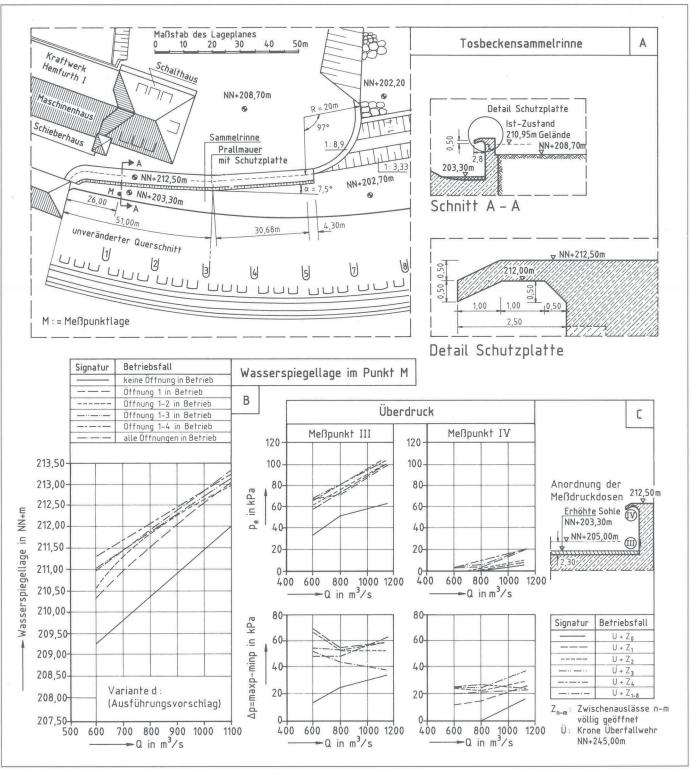


Bild 6 A: Ausführung der Tosbeckensammelrinne im Grundriß

B: Wasserspiegellagen in der Tosbeckensammelrinne in Abhängigkeit von der Abflußmenge Q sowie dem Betriebsfall

C: Mittelwerte der Überdrücke und periodische Überdruckschwankungen an der Prallmauer und Schutzplatte in Abhängigkeit von der Abflußmenge bei unterschiedlichen Betriebsfällen

leitet. Die im Anschluß an das Tosbecken wirkenden Sohlschubspannungskräfte werden gegenüber Bild 1 erheblich ermäßigt.

Beim Entwurf wasserbaulicher Anlagen ist auch zu klären, wie unter den vorhandenen Randbedingungen die hydrodynamischen Überdrücke verteilt sind und wie groß die Überdruckschwankungen in den jeweiligen Referenzpunkten während aller Betriebszustände werden können.

Die hydrodynamischen Kräfte, die auf die Prallmauer einwirken, sind das Produkt aus der gemessenen Überdruckhöhe und der beanspruchten Oberfläche.

Die im Modell des Ausführungsvorschlags für die Prallmauer erfaßten und in die Natur umgerechneten zeitlichen Mittelwerte und periodischen Schwankungen der Überdruckhöhen sind in den Diagrammen auf Bild 6C dargestellt.

Örtlich betrachtet sind die größten Überdrücke an der Sohle lokalisiert (Meßstelle III). An dieser Stelle sind auch die größten dynamischen Überdruckschwankungen zu finden (Bild 6C). Sie können 60 - 70 kPa (6 - 7 m WS) erreichen. Zur Wasseroberfläche hin ist eine Abnahme sowohl der zeitlichen Mittelwerte der Überdruckhöhen pe als auch der periodischen Schwankungen Δp_e feststellbar. Dies liegt daran, daß der erzeugte Druckanstieg bei geringer Wasserüberdeckung entlastet wird. Die an der Wasseroberfläche sich vollziehende Druckentlastung wird durch hochschwappende Stoßwellen angezeigt.



Bild 7: Modellabfluß des $HQ_{1000} = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$ beim Ausführungsvorschlag

Die absoluten Maximalwerte können beim Abfluß des $HQ_{1000} = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$ am Meßpunkt III rd. 100 kPa (10 m WS) erreichen. Dieser stationäre Mittelwert kann von einem periodischen Anteil $\Delta p_a = 60 \text{ kPa}$ (6 m WS) überlagert werden.

Am Meßpunkt IV (Schutzplatte) können maximale Mittelwerte von max p $_{\rm e}$ = 20 kPa durch periodische Überdruckanteile $\Delta p_{\rm e}$ = 20 kPa überlagert werden.

Mit Rücksicht auf das Kraftwerk Hemfurth I müssen in der gesamten Tosbeckensammelrinne tiefliegende Wasserstände gefordert werden.

In der Tosbeckensammelrinne werden die Wasserspiegellagen primär durch

- die Uferlinienführung der Rinne
- den Betriebsfall und
- die Abflußmenge Q beeinflußt.

Die Wasserstände, die sich während des Überfalls einstellen, werden dann wesentlich erhöht, wenn die Notauslässe bei gleichbleibendem Durchfluß hinzukommen (Bild 6B).

Dieses Ergebnis ist darauf zurückzuführen, daß die aus den Notauslässen in die Tosbeckensammelrinne strahlförmig eingeleitete Wassermenge starke Stoßwellen an der Mauerbegrenzung erzeugt.

3.3 Maßnahmen zur Stabilisierung der Strömungsvorgänge im Unterwasserbereich

Ein neues Tosbecken war nach Wirtschaftlichkeits-, Sicherheits- und Dauerbeständigkeitsüberlegungen für das HQ_{1000} über die Überfälle und alle acht völlig geöffneten Zwischenauslässe zu bemessen.

Für ein verbessertes Unterhaltungs- und Betriebskonzept mußte

- der Abbruch der vorhandenen Kabelbrücke und
- eine Verstärkung der alten Betonsohle im Anschluß an die Staumauer

nach den Untersuchungsergebnissen empfohlen werden. Dies deshalb, weil der schießende Abfluß aus der Tosbekkensammelrinne frontal auf die Pfeilerflanken der Kabelbrücke gerichtet war (siehe Bild 1). Der dabei erzeugte Druckanstieg würde die Brückenplatte über Stoßwellen auf der gesamten Länge durch starke Druckstöße belasten und zur Zerstörung der Brücke führen. Auch wird durch die Brükkenpfeiler eine allmähliche Änderung der Strömungsrichtung gestört. Die Kabelbrücke war deshalb an anderer Stelle neu zu bauen oder ganz aufzugeben.

Im Modellversuch wurde für eine Ersatzbrücke eine mögliche Pfeilerlage näher betrachtet.

Die Versuche zeigten, daß die Brückenunterkante einer neuen Ersatzkabelbrücke gegenüber dem alten Zustand (NN + 207,60 m) um 1,6 m auf NN + 209,20 m höher gelegt werden müßte, um einen rückstaufreien Durchfluß zu gewährleisten. Darüberhinaus wäre die Befestigungsstrecke im Anschluß an die Pfeilerenden der neuen Brücke durch Verbund oder Verklammerung zu verstärken.



Bild 8: Modellabfluß des HQ₁₀₀₀ mit neuer linksseitiger Uferlinienführung und ohne Kabelbrücke

Für den sicheren Bestand einzelner Komponenten des Bauwerkes im Unterwasser ist außer dem Abbruch der alten Kabelbrücke auch eine ausreichende Sohlensicherung mit einer abschließenden Stützschwelle von besonderer Bedeutung. Durch die Stützschwelle am Ende der Befestigungsstrecke kann zweierlei erreicht werden:

- a) Die Strömungsgeschwindigkeit in Sohlennähe wird ermäßigt.
- b) Die Stützkraft am Wechselsprung und somit die Energiedissipation wird erhöht.

Die überströmte Stützschwellenkrone soll die Höhenlage NN + 204,00 m erhalten und die Böschungen des Stützkörpers oberstromig 1:1,5 und unterstromig mindestens 1:3 geneigt werden.

Die an das Tosbecken anschließende Flußsohle muß durch eine Befestigungsstrecke gesichert werden.

Als maßgebendes Kriterium für die Beständigkeit einer Sohlsicherung gilt das Einzelgewicht eines Befestigungskörpers, der durch den Strömungsangriff nicht verlagert werden darf.

Das erforderliche Einzelgewicht ist primär von der Sohlgeschwindigkeit in der Umgebung des betrachteten Körpers und den aus der Turbulenz herrührenden Liftkräften abhängig. An Bauwerken sind dabei folgende Einflüsse bedeutsam:

- Räumliche Ablösungen, weil diese eine unregelmäßige Geschwindigkeitsverteilung begünstigen.
- Häufigkeitssummenverteilungen der Schüttsteingewichte in der Befestigungsstrecke. In der Gesamtmenge mit verschieden verteilten Kantenlängen können die größeren Wasserbausteine den kleineren im Gefüge der Deckschicht als Stütze dienen. Die Auffüllung der Lücken verhindert größere Druckschwankungen.

Die Sohlensicherung wurde für alle möglichen Betriebsfälle dimensioniert. Dabei hat sich herausgestellt, daß in einem mindestens 37 m langen Anschlußabschnitt an das Tosbecken die lose gesetzten Bruchsteine ein mittleres arithmetisches Einzelgewicht G=660 kg aufweisen müssen.

4 Neue Grundablässe am Schieberhaus Hemfurth II

Nach Inbetriebnahme des Kraftwerkes Hemfurth I wird der Turbinenbetrieb im Kraftwerk Hemfurth II eingestellt. Dann können dort nur die neuen 6 Grundablässe mit einem Durchmesser von 1200 mm zur Wasserabgabe eingesetzt werden. Die Schieber dieser Grundablässe sind jedoch nicht stufenweise regulierbar. Die Energieumwandlung im Beruhigungsbecken der Grundablässe (Bild 9) soll verbessert werden.

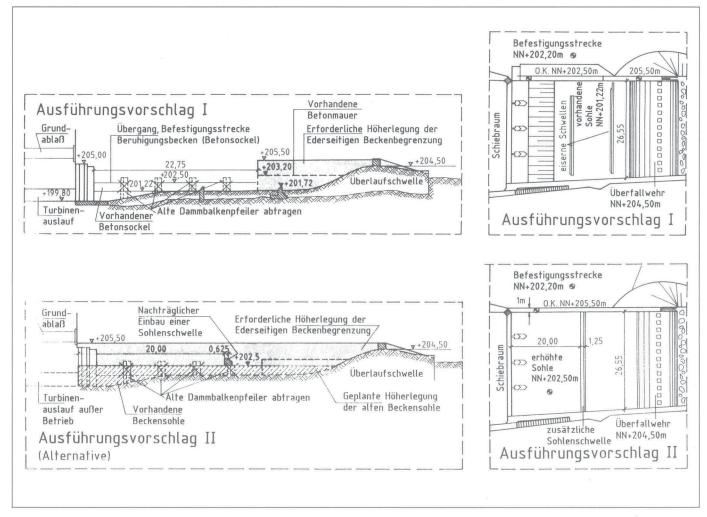


Bild 9: Ausführungsvorschläge für die Neugestaltung des Beruhigungsbeckens der sechs geplanten Grundablässe am Kraftwerk Hemfurth II

Der Betriebsfall, in dem das Beruhigungsbecken mit der stärksten Intensität, also dem Maximalabfluß von $\max Q = 6 \times 22,5 = 135 \, \text{m}^3/\text{s}$ bei einem Seewasserspiegel NN + 245,00 m beansprucht wird, war der Bemessung zugrunde gelegt worden. Im Modell wurden zwei Ausführungsvorschläge entwickelt (Bild 9).

Ausführungsvorschlag I: Die vorhandene konstruktive Gestaltung der Beruhigungsbecken und die Beckensohlenhöhe bleiben unverändert erhalten.

Ausführungsvorschlag II: Die heutige Sohle des Beruhigungsbeckens wird auf NN + 202,50 m höhergelegt. Die Höherlegung der Sohle hätte zufolge, daß der Wechselsprung ins Unterwasser abwandert.

Der Energieumsatz würde sich also unterhalb der Zahnschwelle vollziehen. Aus dem Grund ist zusätzlich der Einbau einer 1,25 m hohen Tosbeckensohlschwelle erforderlich. Die Gestaltung des Beruhigungsbeckens wurde am Kriterium der geringsten Beanspruchung der anschließenden Sohle optimiert. Im Modell war eindeutig zu erkennen, daß die alten Dammbalkenpfeiler für beide Ausführungsalternativen störend sind, weil sie Ablösungen erzeugen. Für den Endzustand müssen daher die Dammbalkenpfeiler abgetragen werden. Zur Verhinderung asymmetrischer Strömungszustände wird die ederseitige Beckenbegrenzung auf NN + 205,50 m erhöht. Unterhalb des Beruhigungsbeckens ist die Flußsohle durch Wasserbausteine Klasse IV ($\rho = 2.5 \text{ kg/dm}^3$; $G = 10 \div 100 \text{ kg}$) mit einer Schüttdicke mind = 100 cm zu stabilisieren. Alle weiteren Einzelheiten sind in [8] beschrieben.

5 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Durch die nachträglichen konstruktiven Baumaßnahmen bei der Instandsetzung der Ederstaumauer war die uneingeschränkte Nutzungsdauer für die nächsten 80 – 100 Jahre zu sichern.

Die einzelnen Bauwerke wurden entsprechend DIN 19700 Teil 11 für den Abfluß des $\mathrm{HQ}_{1000} = 1100~\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$ bemessen. Bei der Entwicklung nachträglicher wirksamer Lösungen waren auch denkmalpflegerische Belange sowie festliegende Zwangspunkte zu beachten. Das vorrangige Ziel der Modellversuche lag also in der Erfassung aller noch möglichen und zulässigen Eingriffe am vorhandenen Bestand.

Im hydraulischen Modell wurden folgende Bauwerksteile optimiert:

- Die Notauslässe.
- Der Hochwasserüberfall mit den Vorpfeilern.
- Die Tosbeckensammelrinne mit Prallmauer und Kragplatte.
- Das Tosbecken mit der anschließenden Sohlensicherung und Stützschwelle.
- Das Beruhigungsbecken für die sechs neuen Grundablässe am Kraftwerk Hemfurth II.

Der größere Hochwasseranteil des 1000jährlichen Hochwassers von rd. 420,0 m³/s kann durch die konstruktiven

Formänderungen des Überfalls ohne einen nennenswerten Aufstau des Seewasserspiegels abgeführt werden. Nach Fertigstellung aller Arbeiten wird ein 1000jährliches Hochwasser für die Ederstaumauer und das Kraftwerk Hemfurth I ohne Gefahr abgeführt werden können.

Literaturverzeichnis

- [1] Leichtweis-Institut TU-Braunschweig: Bestimmung des HQ₁₀₀₀ für die Edertalsperre 1988 mit Nachträgen (unveröffentlicht)
- [2] Corinth, E.: Instandsetzung der Eder- und Diemelstaumauer Binnenschiffahrt Nr. 22/1993 Seiten 14-19
- [3] BAW: Edertalsperre. Reaktivierung der Notauslässe. 2. Teilgutachten über Abflußvermögen, Überdruckverhältnisse und Einfluß der Formgebung auf der Grundlage von Modelluntersuchungen im Maßstab 1:10, Februar 1989, BAW-Nr.: 73613 (unveröffentlicht)
- [4] BAW: Edertalsperre. Instandsetzung der Edertalstaumauer. 3. Teilgutachten über die Gestaltung der Hochwasserentlastungsanlage, Juli 1990, BAW-Nr.: 89-3-6231 (unveröffentlicht)
- [5] BAW: Edertalsperre. Indstandsetzung der Edertalstaumauer aufgrund von Modelluntersuchungen im Maßstab 1:25 über die Hochwasserentlastungsanlage und die Gestaltung der Bauwerke im Unterwasser, Oktober 1990, BAW-Nr.: 89-3-6231 (unveröffentlicht)
- [6] Naudascher, E.: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, Springer-Verlag Wien, New York 1987
- [7] Rouse, H.: Design of channel Expansions in Bhoota, V.V.: High Velocity Flow in Open channel Hsu, E.Y.: ASCE Tansaction, Vol. 116, 1951
- [8] BAW: Edertalsperre. Indstandsetzung der Edertalstaumauer. 5. Teilgutachten aufgrund von Modelluntersuchungen im Maßstab 1:25 über die Gestaltung des Beruhigungsbeckens hinter den Grundablässen (Hemfurth II) sowie Untersuchungen zur Baudurchführung (Widerlager für Ankerzugversuche und Abbruchlücke in der Mauerkrone). Dezember 1991, BAW-Nr.: 89-3-6231 (unveröffentlicht)

Die Meß- und Kontrolleinrichtungen an der Staumauer – früher und heute.

DIPL.-ING. INGO FEDDERSEN*

1 Einleitung

Im Juli 1983 erhielt die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) von der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte den Auftrag, den Zustand der Ederstaumauer und des Untergrundes und damit die Standsicherheit zu überprüfen sowie die Meß- und Überwachungseinrichtungen kritisch zu beurteilen, sie erforderlichenfalls zu verbessern und dem Stand der Technik anzupassen. Hiermit begann ein Prozeß, der sich mit Untersuchungen, Berechnungen, der Ausschreibung und schließlich mit der Instandsetzung der Staumauer über gut zehn Jahre erstreckte. Im vorliegenden Beitrag soll über die in diesem Zuge vorgenommene Erneuerung und Ergänzung der Meß- und Kontrolleinrichtungen berichtet werden.

2 Die Meßvorrichtungen vor 1985

Zur dauernden Überwachung der Standsicherheit der Ederstaumauer wurden bei ihrem Bau folgende Einrichtungen installiert:

- 12 Meßstellen (umgestülpte Teller aus Stahlblech) in der Sohlfuge und 6 Meßstellen im Mauerkörper zur Messung der hydrostatischen Drücke mit Manometern
- 12 Sohlen- und Mauerdränagen zur Messung der Sickerwassermengen
- 10 elektrische Widerstandsthermometer zur Temperaturmessung im Innern der Mauer

Weiter wurde eine Ziellinie durch drei feste Punkte an der Brüstung der Sperrmauer und je einen festen Punkt auf beiden Talhängen zur Beobachtung der Bewegungen der Mauer bei unterschiedlichen Belastungen geschaffen (Alignementsmessungen). Außer diesen Messungen waren chemische Untersuchungen von Sickerwasserproben, Überprüfungen der Höhenlage der Mauerkrone, laufend vorzunehmende Messungen der Beckenwasserstände sowie der Luft- und Wassertemperaturen vorgesehen. Die Meßvorrichtungen wurden 1943 unterschiedlich stark zerstört. Schon bei den Maßnahmen zur Beseitigung der Kriegsschäden wurde erkannt, daß die Anzahl der bei der Errichtung der Mauer vorgesehenen Meßeinrichtungen unzureichend bzw. ihre Lage nicht günstig war. Nach der damaligen Instandsetzung wurde es wichtig, nicht nur die Mauerbewegungen in Kronenhöhe, sondern auch an anderen Stellen verfolgen zu können. Aus diesem Grunde wurden Einrichtungen für geodätische Messungen geschaffen. Ab 1944 sind dann in unterschiedlichem Umfang und mit Unterbrechungen Triangulationen durchgeführt worden. Ab 1983 werden

Nach den in den Jahren 1961/62 vorgenommenen Injektionen zur Reduzierung der Sickerwassermengen wurde die Kontrolle der Mauer – insbesondere die in ihr herrschenden Wasserdruck- und Temperaturverhältnisse – durch den Einbau von 42 Druck-, 15 Temperatur- und 4 Neigungsgebern der Firma Maihak – System der schwingenden Saite – ergänzt.

3 Die neuen Meßvorrichtungen

Bei der kritischen Überprüfung der vorhandenen Meßvorrichtungen wurde festgestellt, daß sie nicht dem Stand der Technik entsprachen. Zweifel an der Richtigkeit der Daten der 1961/62 eingebauten elektrischen Geber konnten außerdem nicht ganz ausgeschlossen werden.

Das von der BAW vorgeschlagene und realisierte Untersuchungsprogramm [1] hatte etwa 1350 m Bohrungen Ø 146 mm als Aufschlußbohrungen zur Durchführung von Untersuchungen in den Bohrlöchern und zur Installation von Meßeinrichtungen zur Folge.

In den Bohrungen sowohl im Mauerwerk als auch im Fels wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Wasserdruckversuche (WD-Tests)
- Einschwingversuche
- Dilatometer-Versuche
- Fernsehsondierungen

Schließlich seien thermografische Aufnahmen von der Luftseite der Mauer als Voruntersuchungen zur Festlegung der näher zu untersuchenden Querschnitte erwähnt (Bild 1).

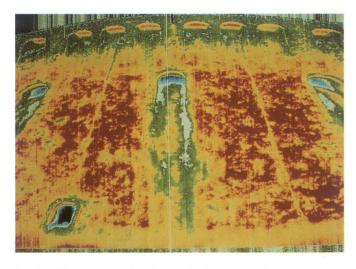


Bild 1: Thermographische Aufnahme von der Luftseite

Triangulationen zweimal jährlich, und zwar zur Zeit der höchsten und der niedrigsten Seewasserstände ausgeführt.

^{*} Baudirektor I. Feddersen, Bundesanstalt f\u00fcr Wasserbau in Karlrube, Referatsleiter Grundbau, Abteilung Geotechnik

Sie hatten den Zweck, Anomalien des Mauerwerks zu erkennen und möglichst optimale Lagen für Untersuchungsquerschnitte zu finden. Die thermografischen Aufnahmen stellen ein Temperaturbild von der Maueroberfläche dar und lassen so auf Bereiche größerer Wasserdurchlässigkeit schließen.

Alle Bohrungen wurden für den Einbau von Meßvorrichtungen – zum Teil mehrfach, d. h. für verschiedene Meßsysteme – genutzt. Selbstverständlich wurden nicht nur Untersuchungen und Messungen zur Feststellung des gegenwärtigen Zustandes und Verhaltens der Sperrmauer durchgeführt, sondern die Meßmethoden stets im Hinblick auf die künftige Überwachung ausgewählt. Hierfür wurden folgende Meßeinrichtungen installiert:

3.1 Extensometer

Es wurden drei Extensometer mit Längen von je 50 m eingebaut; zwei davon von den Zugangsstollen aus und eines von der Luftseite der Mauer. Letzteres sollte als 5-fach Extensometer zu Überwachung einer in früheren Berichten und Plänen auftauchenden "Tonkluft" dienen, welche aber bei den Extensometerbohrungen nicht angetroffen wurde. Die zwei weiteren unter den Stausee reichenden Extensometer dienen zur langfristigen Überwachung von eventuellen Bewegungsänderungen in der Aufstandsfläche der Mauer und von Dehnungsänderungen im Bereich der Extensometer.

Diese Extensometer wurden als 7-fach Extensometer ausgebildet, wobei an zwei von 5 Verankerungspunkten jeweils zwei Stangen, jedoch aus Material mit unterschiedlichem Wärmeausdehnungskoeffizienten (Stahl und Invar) enden. Hiermit können eventuell vorhandene Temperatureinflüsse erfaßt und berücksichtigt werden.



Bild 2: Lot-Meßpunkt im Längsstollen

3.2 Lote

Je zwei Lote-Paare – zwei Schwimmlote (Reversiv-Pendel) und zwei Gewichtslote (Normal-Pendel) – in der Nähe der Zugangsstollen bilden eine wichtige Komponente der Überprüfung des jetzigen Mauerzustandes und der langfristigen Überwachung. Die Gewichtslote erfassen den Mauerbereich von der Krone bis zum Längsstollen, die Schwimmlote den Bereich vom Längsstollen bis zu einer Tiefe von 34 m unter der Gründungssohle der Staumauer (Bild 2).

Mit den Lote-Paaren werden also relative Horizontalbewegungen zwischen zwei in vertikaler Richtung etwa 75 m voneinander entfernten Punkten gemessen. Geht man von dem Aufhängepunkt des Schwimmlotes als einem Festpunkt aus, dann wird die absolute Horizontalverschiebung der Sperrmauerkrone zu jedem Zeitpunkt gemessen.

Zusammen mit den unten beschriebenen Wasserdruckmessungen stellen die Lotmessungen als Funktion der Seespiegelhöhen eines der wichtigsten Überwachungs-Systeme dar.

3.3 Gleitmikrometer

In drei Untersuchungsschnitten wurden die wasserseitige und die luftseitige Bohrung für den Einbau einer Gleitmikrometer-Verrohrung genutzt. In diese Verrohrung kann zu beliebigen Zeitpunkten ein Gleitmikrometer eingeführt werden, welches mit großer Genauigkeit Abstände und Abstandsänderungen zwischen Meßmarken mißt, die in Meter-Abständen über die gesamte Länge der Verrohrung angeordnet sind. Die Messung zu verschiedenen Zeitpunkten gestattet es also, Dehnungsänderungen zwischen diesen Zeitpunkten festzustellen.

Die erste Messung wurde als Null-Messung im November 1985 bei sehr niedrigem Seewasserspiegel durchgeführt. Eine weitere Messung – bei sehr hohem Seewasserspiegel (0,5 m unter der Überlaufhöhe bei NN + 245,00 m) – konnte schon Ende Januar 1986 durchgeführt werden.

Mit solchen Messungen soll insbesondere der Verlauf der Dehnungsänderung über die Mauerhöhe an der Wasserseite – woraus auf eventuelle Schwachstellen oder gar Risse geschlossen werden kann – ermittelt werden. Die Integration über die Höhe der Mauer ermöglicht die Berechnung der Biegelinie der Mauer. Diese Berechnung ist aber im Vergleich zur Lotmessung sehr ungenau. Nachdem durch die genannten Messungen bei sehr unterschiedlichen Wasserspiegelhöhen bestätigt worden war, daß ausgeprägte Schwachstellen oder gar Risse nicht vorhanden waren, konnte im Zuge der Erneuerung der Mauerkrone auf die drei luftseitigen Gleitmikrometerverrohrungen verzichtet werden.

Bei den Gleitmikrometermessungen wird ein Meßgerät mit induktiven Weggebern in die Verrohrung abgesenkt, wobei in Abständen von einem Meter ein Meßwert aufgenommen wird. Eine fortlaufende oder tägliche Messung sowie eine Fernübertragung der Meßergebnisse sind deshalb hier – im Unterschied zu den übrigen hier beschriebenen Messungen – nicht möglich.

3.4 Temperatur-Geber

Sowohl die Bewegungen der Staumauer als auch die Beanspruchung (Spannungen) sind von den Temperaturen und deren Verteilung in der Mauer abhängig. Sowohl die statische Berechnung als auch die Interpretation von Verformungen erfordern deshalb Temperaturmessungen.

In drei Querschnitten wurden Temperaturgeber angeordnet. Hierfür boten sich die Bohrungen für die Gleitmikrometerrohre an, wobei die Rohre als Träger der Geber und der Kabel dienen konnten. Im mittleren der drei für Gleitmikrometermessungen vorgesehenen Schnitte wurden die luft- und wasserseitigen Bohrungen durch zwei weitere Bohrungen dazwischen ergänzt, die außer für Temperaturmessungen auch für Wasserdruckmessungen benutzt wurden. In diesem Querschnitt wurden 20 Temperaturgeber angeordnet, in den anderen zwei Querschnitten nur 8 Stück.

Zur Erfassung der Seewassertemperaturen wurden im Bereich des rechten Torbogens vor der Mauer in unterschiedlichen Tiefen drei Temperaturgeber installiert, die ausbaubar und damit ersetzbar sind.

3.5 Wasserdruck-Geber

Von entscheidender Bedeutung für die jetzige und die künftige Standsicherheit sind die Wasserdrücke in der Mauer und in der Gründungssohle. Zwar sind noch 42 alte, 1961/62 eingebaute Maihak-Geber funktionsfähig, an der Richtigkeit der Meßwerte mußten nach so langer Einsatzzeit jedoch Zweifel bestehen. Es war deshalb erforderlich, weitere bzw. neue Geber einzubauen.

Da die Wasserdrücke – genauso wie es bei Erddrücken der Fall ist – von Ort zu Ort stark wechseln, ist eine Vielzahl von Meßpunkten erforderlich. Da man sich in der Praxis jedoch beschränken muß, wurde versucht, in jedes noch nicht anderweitig genutzte Bohrloch möglichst viele Wasserdruck-Geber einzubauen. Trotz der Einwände des Auftragnehmers, der dies zunächst nicht für machbar hielt, gelang es, vier Rohre mit einem Innendurchmesser von 40 mm in jedes Bohrloch mit einem Durchmesser von 146 mm einzubauen. Nach vorangegangenen Versuchen in der BAW war die Verfüllung des Bohrlochs mit Sand, Kies und Zementsuspension genau vorgeschrieben worden. Eine intensive Überwachung dieser Arbeiten – besonders zu Beginn – war selbstverständlich.

Für die Messung des Wasserdruckes kam hier eine Messung des Anstiegs der Wassersäule in einem offenen Wasserstandsbeobachtungsrohr von vornherein nicht in Frage, da diese Meßmethode nur bei langsamen Wasserstandsänderungen und/oder großer Wasserdurchläßigkeit ausreichend zutreffend ist. Im vorliegenden Fall sollten aber eventuell vorhandene schnelle Druckänderungen bei einem schnellen Anstieg des Seewasserspiegels gemessen werden. Es kamen deshalb nur abgeschlossen eingebaute Druck-Geber, die außerdem eine schnelle Ablesung ermöglichen, und damit elektrische Geber infrage.

Da eine langfristige Veränderung der elektrischen Daten eines solchen Gebers nie ganz ausgeschlossen werden kann, wurde angestrebt und schließlich auch erfolgreich realisiert, einen örtlich lagestabilen und abgeschlossenen dichten Einbau mit der Möglichkeit der Austauschbarkeit der Geber zu kombinieren.

Hierzu wurde in der BAW von Feddersen und Köhler [2] ein Geber-Packer-System entwickelt, das mit einem speziellen Adapter und mit Hilfe eines druck-, zug- und torsionssteifen Gestänges in das Pegelrohr eingebaut wird (Bild 3). Ein Gummipacker wird über eine Ausgleichsfeder in der Sollage angespannt und garantiert den erforderlichen festen und dichten Sitz. Zum Einbau konnte das Gestänge verwendet werden, welches für die Gleitmikrometermessungen bereits



Bild 3: Wasserdruckgeber mit Packer, Adapter und Einbaugestänge

vorhanden war. Es wiegt nur knapp 500 g je Meter und ließ im vorliegenden Fall Einbautiefen – von der Mauerkrone aus – von über 50 m zu. Vor den jetzt abgeschlossenen Instandsetzungsarbeiten konnten bis auf zwei Ausnahmen alle Geber wieder ausgebaut werden. Der Wiedereinbau erfolgt nach anderen erforderlichen Vorarbeiten in diesem Jahr.

4 Querstollennivellement

Während die Horizontalbewegung der Sperrmauer an der Krone und in Höhe des Längsstollens sehr genau durch die Lote gemessen wird, vervollständigt das Bild der Gesamtbewegungen ganz wesentlich eine Messung der Verdrehung der Staumauer um seine Längsachse in Höhe des Längsstollens. Es wurde hier deshalb eine Meßbasis für Präzisionsnivellements eingerichtet, die es ermöglicht, die Mauerverdrehung in Abhängigkeit vom Seewasserspiegel zu messen.

5 Die Meßwerterfassung

Bis auf die Gleitmikrometermessung, die Sickerwassermengenmessung und natürlich die geodätischen Messungen (Alignementmessungen, Triangulationen, Querstollennivellements) werden alle Messungen vollautomatisch durchgeführt. Hierzu befindet sich eine Meßstation im rechten Torhaus, wo auch alle Meßwerte gespeichert werden. Die alte Maihak-Anlage von 1961 mit manuellem Abgleich und Aufschreiben der Meßwerte wurde durch neue Geräte mit automatischer Meßstellenumschaltung und automatischem Abgleich ersetzt. Für alle anderen Geber wurden zwei Meßstellenumschaltgeräte der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik beschafft.

Insgesamt werden 109 Stück neu eingebaute Geber (42 Druck-, 40 Temperatur-, 27 induktive Weg-Geber) und 58 Maihak-Geber automatisch abgefragt, gespeichert und aufgezeichnet.

Die Messungen werden im Abstand von 10 Minuten durchgeführt und 24 Stunden lang gespeichert. Danach werden diese 10-minütigen Messungen überschrieben. Diese Messungen in sehr kurzen Intervallen haben den Zweck, die Bewegungen und vor allem die Entwicklung der inneren Wasserdrücke bei sehr schnell auflaufenden Hochwässern zu verfolgen. Vier Messungen am Tag mit Abständen von jeweils sechs Stunden werden jedoch auf Dauer gespeichert. Diese vier Messungen werden jeweils sofort nach der Messung an der Talsperre ausgedruckt, so daß sie täglich kontrolliert werden können. Über ein Modem ist der Abruf aller Daten über Telefon zum Wasser- und Schiffahrtsamt Hann. Münden und zur BAW möglich. Hier kann ein Ausdruck der Meßwerte wie an der Staumauer erfolgen und die weitere Bearbeitung der Meßergebnisse vorgenommen werden.

Literatur

- [1] Feddersen, I. (1988) EDER-TALSPERRE, Gutachten über den Zustand und die Standsicherheit der Eder-Talsperre. Unveröffentlichtes Gutachten BAW 32.4490
- [2] Köhler, H.-J. / Feddersen, I. (1991) In situ measurements of pore water pressure in soils and concrete constructions. Proc. 3rd International Symposium on field Measurements in Geomechanics. Oslo, 9.-11. Sept. 1991

Die Wasserbewirtschaftung der Edertalsperre vor, während und nach den Instandsetzungsarbeiten

DIPL.-ING. GUNTHER DÖHL*

1 Wasserwirtschaftliche Daten

Gesamteinzugsgebiet der Talsperre:	1.443	km^2	
Mittlere Niederschlagshöhe hN:	860	mm/a	
Maximale Niederschlagshöhe hN max:	1.150	mm/a	
Minimale Niederschlagshöhe hN min:	524	mm/a	
Mittlerer Niederschlag:	1.240	hm³/a	
Mittlerer Jahreszufluß der Eder			
in die Talsperre:	650	hm^3	
Mittlerer Zufluß im Winterhalbjahr:	493	hm^3	
Mittlerer Zufluß im Sommerhalbjahr:	157	hm^3	
Inhalt bei Vollstau:	202,4	hm^3	
Inhalt bei planmäßig abgesenktem Stau:	20,0	hm^3	
zu speichernde maximale Menge:	182,4	hm³,	
das sind rd. 28% des mittleren Jahreszuflusses.			

Hauptwerte am Einlaufpegel Schmittlotheim:

NNQ	Aug. 1921	0,1	m^3/s
MNQ	1941/90	1,83	m^3/s
MQ	1941/90	19,3	m^3/s
MHQ	1941/90	228	m^3/s
HHQ	9.2.1946	770	m^3/s
HQ_{100}		681	m^3/s
HQ_{1000}		1.041	m^3/s

2 Bewirtschaftung vor den Instandsetzungsarbeiten

Vor Instandsetzung der Staumauer standen zur Abfuhr größerer Zuflüsse durch bzw. über die Mauer folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

Kraftwerk Hemfurth I:	54	m^3/s
Kraftwerk Hemfurth II:	54	m^3/s
	108	m ³ /s

Wurde das KW Hemfurth II außer Betrieb genommen, so konnten über die dann zur Verfügung stehenden Grundablässe bis 180 m³/s abgeführt werden, zusammen also 234 m³/s.

Diese Menge entspricht in etwa dem SoHQ 1941/90 mit $255 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bei noch größeren Zuflüssen erfolgte der Abfluß über 39 Hochwasserüberläufe von jeweils rd. 3,90 m Breite. Diese schafften bei 1,40 m Überstau 560 m³/s und bei 1,60 m Überstau 680 m³/s. Insgesamt konnten also maximal 794 m³/s bzw. 914 m³/s schadlos abgeführt werden. Der größte Abfluß aus dem Unterbecken der Talsperre betrug am 9.2.1946 565 m³/s.

Wie schon in Beitrag 1 dargelegt, dient der Wasserschatz der Talsperre u.a. dazu, die Wasserführung der Oberweser

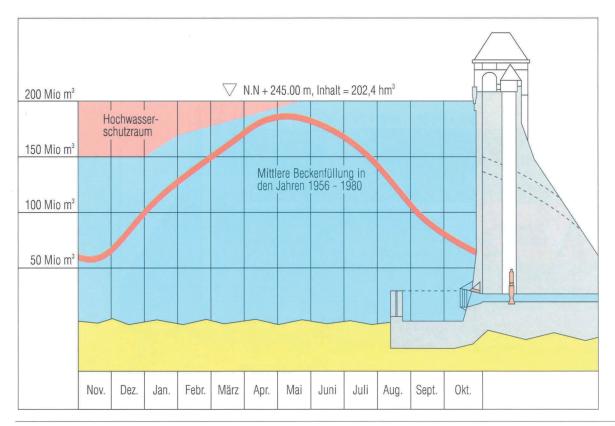


Bild 1: Hochwasserschutzraum und Füllungskurve 1956 -1990 der Edertalsperre

^{*} Baudirektor G. Döbl, Dezernatsleiter in der WSD Mitte

in abflußarmen Zeiten, besonders im Sommer, für die Schiffahrt so zu erhöhen, daß vom Pegel Hann. Münden aus ein Mindestwasserstand für die gesamte Oberweser vorgehalten werden kann. Dieser Wasserstand lag bis etwa im Jahr 1990 bei 1,20 m = 55,1 m³/s.

Neben der Steuerung eines Mindestwasserstandes über längere Zeit (bis zu etwa 10 Wochen hintereinander) wurden auf Anforderung der Güterschiffahrt und der Werften in Bodenwerder sogenannte Wellen abgelassen. Diese Abflüsse bis zu 70 m³/s erhöhten den Wasserstand unterhalb von Bodenwerder um bis zu 60 cm für maximal 24 Stunden. Auf diesen Wellen konnten die in Bodenwerder gebauten Binnenschiffe und Kümos in das rd. 90 km weiter flußabwärts gelegene Minden und damit in die gestaute Mittelweser oder den Mittellandkanal gelangen.

Diese Wellen nutzte natürlich auch die verladende Wirtschaft, um z.B. ab Beverungen oder Holzminden stromab Getreide oder Rapssamen abzufahren.

Da eine Welle zwischen 3 und 6 hm³ verbrauchte, konnte sie nur recht selten abgegeben werden, um nicht den Inhalt der Talsperre zu früh im Jahr zu erschöpfen.

Als Hochwasserschutzraum wurden in den Monaten November und Dezember 52 hm³ freigehalten. Ab dem 1. Januar verringerte sich der vorzuhaltende Hochwasserschutzraum allmählich bis auf Null am 31. Mai (Bild 1). Größere Schneelagen oberhalb der Talsperre waren im Hochwasserschutzraum zusätzlich zu berücksichtigen, 1 cm Schnee wurde hierbei mit 1 hm³ angesetzt.

Neben dem Wasserstand der Weser wurde bei der Abgabe aus der Talsperre die Leistungsfähigkeit der Turbine im Unterbecken Affoldern berücksichtigt. Ließ es das Wasserdargebot zu, so wurden deshalb im sogenannten Normal-

fall zwischen 10,5 und 36 m³/s abgegeben. Betrug der Inhalt der Talsperre zwischen 40 und 20 hm³, so war die Abgabe auf 6 m³/s zu drosseln, wenn zu befürchten war, daß das Absenkziel von 20 hm³ erreicht bzw. unterschritten wurde. Nur in besonderen Notfällen sollte der Inhalt weiter abgesenkt werden, jedoch keinesfalls unter 10 hm³.

Bei Zuflüssen in Schmittlotheim > 100 m³/s wurde die Abgabe aus der Talsperre in gemeinsamer Beratung zwischen dem Wasser- u. Schiffahrtsamt Hann. Münden, der Wasser- u. Schiffahrtsdirektion Mitte und dem Wasserwirtschaftsdezernat des Regierungspräsidiums Kassel geregelt. Beachtet werden mußte hierbei, daß es schon ab 80 m³/s, die im Sommer gelegentlich erreicht werden, im unteren Edertal an einigen Stellen zu Ausuferungen kommen kann.

Wird das Stauziel NN + 245,00 m überschritten, so beginnt die Staumauer überzulaufen. Hierbei werden je 10 cm Überlaufhöhe rd. 1,2 hm³ zusätzlicher Stauraum gewonnen.

Bei großen Zuflüssen war abzuwägen, diesen zusätzlichen Stauraum in Anspruch zu nehmen oder vor Eintreffen des Scheitelabflusses vorzuentlasten. Dabei darf die Vorentlastung nicht größer sein als der größte Zufluß in die Sperre. Es bedarf für solche Entscheidungen langjähriger Erfahrung. Die mittlere Füllungskurve 1956 – 1990 der Talsperre ohne das Baujahr 1988 ist in Bild 1 eingetragen.

3 Bewirtschaftung während der Instandsetzungsarbeiten

Nachdem erkannt worden war, daß die Staumauer nicht mehr voll belastet werden durfte, wurde das Stauziel um 1,5 m auf NN +243,50 m zurückgenommen ($Q=186,4~hm^3$). Der Hochwasserschutzraum wurde parallel herabgesetzt bis auf $Q=134,4~hm^3$.

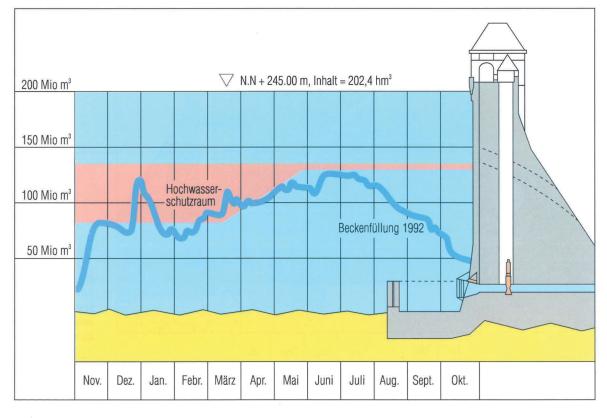


Bild 2: Hochwasserschutzraum und Füllungskurve 1992 der Edertalsperre

Als erste Maßnahme wurden die 8 zwischenzeitlich geschlossenen Notauslässe wieder geöffnet. Sie lassen bei abgesenktem Stauziel rd. 420 m³/s abfließen. Zusammen mit den 6 Grundablässen und dem Kraftwerk Hemfurth I standen zur HW-Abfuhr rd. 630 m³/s zur Verfügung.

Für den Umbau der Grundablässe, Abbruch der Mauer bis auf NN + 238,50 m und den Umbau des Kraftwerkes Hemfurth I wurden zahlreiche Varianten durchgespielt, um das Risiko der Abfuhr eines großen Hochwassers möglichst gering zu halten. Das Stauziel während der Bauzeit wurde 0,50 m unter der Abbruchkante auf NN + 238,00 m = 133,5 hm³ festgelegt, der Beginn des Hochwasserschutzraumes auf NN + 230,80 m = 80,5 hm³ (Bild 2).

Bei vollgelaufenem Hochwasserschutzraum konnten maximal rd. 380 m³/s abgeführt werden, wenn gleichzeitig 4 Grundablässe, 7 Notauslässe und das Kraftwerk Hemfurth I zur Verfügung standen. Ließ man bei noch größeren Zuflüssen die Baustelle unter Wasser gehen, so konnten bis NN + 243,50 m etwa 550 m³/s abgeführt werden, wobei zwischen NN + 238,0 und + 243,50 rd. 54 hm³ Hochwasserschutzraum gewonnen wurde.

Nach Stillegung des Kraftwerkes Hemfurth I, jedoch mit 6 erneuerten Grundablässen ergaben sich ähnliche Werte. Bis Ende 1993 ist kein großes Hochwasser aufgetreten. Der maximale Zufluß betrug am 31.12.1993 rd. 300 m³/s.

Eine zusätzliche Sicherheit bei der Bewirtschaftung der Talsperre war und ist durch ein computergestütztes Hochwasserabflußmodell der TU Braunschweig seit 1990 gegeben. In ihm werden durch 5 Regenmeßstellen und 4 Pegel oberhalb der Talsperre bei Eingabe der jeweils neuesten Werte alle 8 Stunden die Grenzen aufgezeigt, in denen sich Zufluß und Abfluß in und aus der Talsperre bewegen, wenn der zukünftige Niederschlag so oder so angenommen wird. Bei diesem Vorausschätzen ist allerdings ein gewisser Unsicherheitsfaktor vorhanden, der erst durch nachfolgende Rechenläufe korrigiert werden kann.

Um mit dem reduzierten Stauraum trotzdem die Weser möglichst gut zu bedienen und die Talsperre nicht zu schnell zu leeren, wurde der Normalabfluß von 10,5 m³/s auf 6 m³/s zurückgenommen, sofern der Wasserstand der Weser auch ohne die Differenz von 4,5 m³/s wenigstens 1,10 m am Pegel Hann. Münden zuließ. Da sowohl 1992 als auch 1993 recht günstige Niederschlagsverhältnisse herrschten, wurde dieses Ziel erreicht.

4 Bewirtschaftung nach den Instandsetzungsarbeiten

Es gelten für den Hochwasserschutzraum nach Instandsetzung der Staumauer wieder die Bedingungen wie vor dem Absenken des Stauzieles. Lediglich für das Erreichen des Stauzieles ist mit der oberen Wasserbehörde beim Regierungspräsidium in Kassel vereinbart worden, in trockenen Frühjahren die Verringerung des Hochwasserschutzraumes auf Null schon bis Ende April zuzulassen, damit die Sperre überhaupt voll gefüllt werden kann. Des weiteren ist zu überlegen, die Regelung mit einem Mindestabfluß von 6 m³/s auch oberhalb von 40 hm³ Inhalt und mindestens 1,10 m am

Pegel Hann. Münden beizubehalten, um bis in den Herbst hinein aus der Talsperre mehr Wasser zur Verfügung zu haben. Als "Nebeneffekt" wäre die Talsperre für die Aktivitäten in der Region besser gefüllt. Für das Kraftwerk Affoldern ist für die rückliegenden 20 Jahre überschläglich nachgerechnet worden, daß sich durch die etwas andere Verteilung des Abflusses sogar eine etwas größere Stromerzeugung ergeben hätte.

Für die Klein-Kraftwerke in der unteren Eder, die keinen Anspruch auf einen garantierten Abfluß aus der Talsperre haben, dürfte gleiches gelten.

Ferner sollte noch untersucht werden, ob der Hochwasserschutzraum nicht verringert werden kann, sind doch allein die neuen Überläufe der Sperrmauer in der Lage, das HQ_{1000} schadlos abzuführen. Die Überlegungen hierzu sind noch nicht zu Ende geführt.

Erneuerung der Notauslässe

DIPL.-ING. HANS HEIMANN*



Im Beitrag 1 wurden im Abschnitt 4.3 die 12 Notauslässe erwähnt, die etwa 12 m unter der Mauerkrone angeordnet waren und früher dem Zwecke dienten, bei Schäden an der Mauer den Stauwasserspiegel absenken zu können.

Von diesen 12 Entlastungsanlagen sind 4 im Zuge der Instandsetzungsarbeiten im Jahre 1943 nicht wieder hergestellt worden.

Die übrigen 8 Anlagen blieben bis 1960/61 betriebsfähig, wurden aber sehr selten eingesetzt. Bei den wenigen Benutzungen traten hohe Beanspruchungen an den Bruchsteinwandungen und am Mauerrücken mit Steinausbrüchen auf. In den sechziger Jahren waren Schütze, Dichtungen und Führungsschienen abgängig, so daß über die Erneuerung oder Aufgabe zu entscheiden war. Wegen der seltenen Inanspruchnahme dieser Notauslässe und der immer vorhandenen Beherrschung der Entlastung der Talsperre über die Mauerkrone wurden die Notauslässe aufgegeben und mit etwa 4 m langen Betonpfropfen wasserdicht verschlossen.

Im Beitrag 4 wird die Berechnung des zulässigen Talsperrenwasserspiegels vor der Gesamt-Instandsetzung der Staumauer dargelegt. Hier wird erläutert, daß nach dem damaligen Erkenntnisstand die Staumauer derzeit nur mit einem Wasserstand von NN + 243,50 m (also 1,50 m unter Überlaufkrone) belastet werden durfte.

In dem Zeitraum vor Abschluß der Staumauer-Instandsetzung und Ableitung des höchsten Hochwassers wieder über die Mauerkrone war also die Betriebsaufgabe gestellt, das HHQ durch die Mauer abzuleiten, so daß der neue zulässige Wasserstand von NN + 243,50 m nicht überschritten würde.

Dies konnte nur über die vorhandenen Grundablässe und die zu öffnenden und strömungssicher herzurichtenden Notauslässe geschehen.

So wurde im Sommer 1987 entschieden, die acht Notauslässe in der Staumauer der Edertalsperre wieder zu öffnen und mit strömungssicheren, jederzeit zu öffnenden und schließenden Verschlußorganen zu versehen.

Folgende Randbedingungen und Erfordernisse waren bei Planung und Durchführung dieser nicht "aus dem Regal" zu kaufenden Sonderkonstruktionen zu beachten:

Möglichst schnelle Öffnung der Notauslässe um Hochwässer noch im Winterhalbjahr 1987/88 durchlassen zu können.

* Abteilungspräsident H. Heimann, Leiter der Technischen Abteilung der WSD Mitte

- Wegen der hohen Strömungsgeschwindigkeit in den Stollen - erwartet wurde v > 15 m/s - kamen Mauerwerksauskleidungen, Torkretierung, Wandbeschichtungen mit Thermoplasten und ähnlichen Materialien nicht in Betracht. Nur eine Auskleidung mit Stahlblech erschien erfolgversprechend.
- Vorbereitend vor Durchführung eines Modellversuches wurde unter Einschaltung von externen Experten die Frage nach der Linienführung der Auslaßachse geprüft. Die vorhandenen Auslässe hatten eine gekrümmte Form und gingen vom wasserseitigen kreisrunden Querschnitt stetig in ein Maulprofil an der Luftseite über. Dies erschwerte eine Auskleidung in Stahl erheblich. Eine Ausführung mit runden, stetigen Übergängen aus dem Kreis in das End-Maulprofil hätte Einzelanfertigung vieler kleiner "Rohr"-Abschnitte im Schmiedeverfahren bedeutet und wäre unvertretbar kostspielig gewesen. Es wurde entschieden, daß die "Röhre" aus Rohrabschnitten der erforderlichen Form mit Knicken an den Stößen, die nicht mehr als 4° betragen, (Forderung wurde aus dem Turbinenbau hergeleitet) hergestellt wird.
- Aus Denkmalschutzgründen sollte die Luftseite möglichst gar nicht und die Wasserseite der Staumauer möglichst wenig verändert werden. Die vor der Mauer liegenden Schützkonstruktionen sollten sich unauffällig in das Äußere einpassen. Antriebs- und Haltekonstruktionen durften nicht störend wirken.
- Um die Durchflußmenge möglichst groß zu erhalten und andererseits möglichst wenig Störung des vorhandenen Mauerwerksgefüges zu bewirken, wurde Wert auf eine dünnwandige Auskleidung gelegt.

Vorstehende Bedingungen wurden Grundlage für eine öffentliche Ausschreibung.

Die Fa. Noell, Würzburg, erhielt den Zuschlag und führte in der geforderten Zeit von weniger als 150 Tagen mit Bauüberwachung durch das Wasser- und Schiffahrtsamt Hann. Münden unter Einschaltung des Germanischen Lloyds für Fragen der Qualitätssicherung und Güteprüfungen die Maßnahmen ohne wesentliche Beanstandungen durch.

Beachtenswert waren dabei u.a. die meßtechnische Aufnahme der vorhandenen Röhrenform, die Fertigung der Rohrabschnitte nach der CAD-Vorgabe im Werk, der Einbau der einzelnen nach der Rohrachse zugeschnittenen Rohrabschnitte in der Maueröffnung und das Anpassen der Nahtstellen zu möglichst stetigen Übergängen.

Die optimale Ausformung und zu erwartende Leistungsfähigkeit der erneuerten Auslässe wurden zuvor in der BAW

in Karlsruhe überprüft. Die konstruktiven Merkmale und strömungstechnischen Vorgänge wurden im hydraulischen Modell untersucht (siehe Beitrag 6).

Für die Wahl der Abmessungen sowie die Dimensionierung der strahlbegrenzenden Wandungen waren die Abflußleistung und die hydrodynamischen Überdrücke maßgebend.

Die grunderneuerte Entlastungsanlage besteht aus folgenden Anlagenteilen:

- Einlaufbauwerk mit dem Verschlußorgan
- Mauerdurchlaß mit Vollpanzerung aus Stahl
- Auslauf mit der anschließenden Schußrinnenkonfiguration auf der Luftseite der Staumauer
- Energieumwandlungsanlage am Fuß der Mauer.

Für die Strahlführung und den Druckverlauf im Mauerdurchlaß und der anschließenden Staumauerwand war die geometrische Gestaltung einzelner Anlagenteile bei einem maximalen Durchfluß von 52,6 m³/s außerordentlich wichtig. Die Einlaufgestaltung wurde nach folgenden Überlegungen ausgerichtet:

- Durch ein strömungsgünstiges Mundstück lassen sich im Übergang die negativen Überdrücke vermindern und die Verlustgrößen im Mauerdurchlaß auf ein Minimum begrenzen.
- Zwischen dem Mundstück und dem Mauerdurchlaß ist das Verschlußorgan eingebaut. In diesem Fall wurde einem Gleitschütz der Vorzug gegeben, da die seitlichen Nischen schmaler und damit strömungsgünstiger ausgeführt werden können.
- Unmittelbar hinter dem Verschluß wurde im Vertikalschnitt eine Querschnittsaufweitung ausgeführt. Dieser Aufweitungsraum steht unter Atmosphärendruck; für eine ausreichende Belüftung sorgt ein Stahlrohr (A = 0,2 m²).

Nach der Schützkammer entsteht in Fließrichtung ein sich verjüngender Querschnitt. Dadurch lassen sich Betriebsanforderungen, wie glatter beschleunigter Durchfluß bei voller Öffnung, keine Ablagerungs- und Verstopfungsgefahr, tropfdichter Abschluß, guter Abriebund Korrosionsschutz einfach und befriedigend lösen.

Bei dem Bemessungswasserstand von NN + 243,50 m stellt sich eine durchschnittliche Strömungsgeschwindigkeit von rd. 16 m/s ein.

Nach Erneuerung der acht Notauslässe wurde zusammen mit dem Kraftwerk Hemfurth I und den vorhandenen Grundablässen folgendes Abflußvermögen aus der Edertalsperre erreicht:

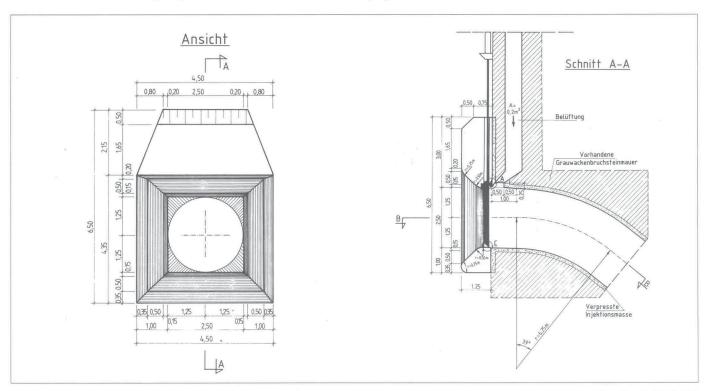
Hemfurth I	$54 m^3/s$	
6 Grundablässe	$\frac{180 \text{ m}^3/\text{s}}{}$	
zusammen	234 m ³ /s be	ei NN + 245,00 m
	$210 \text{ m}^3/\text{s} \text{ be}$	ei NN + $243,50 \text{ m}$
8 Notauslässe à 52,6 m³/s	421 m ³ /s be	ei NN + 243,50 m
zusammen rd.	$\frac{630 \text{ m}^3/\text{s}}{}$	

Das HHQ 1946 brachte mit 770 m³/s in den 4 Stunden Spitzenzufluß ein Volumen von 11 hm³.

Mit Q = $630 \text{ m}^3/\text{s}$ konnten rd. 82 % des HQ 1946 abgeführt werden.

Bei so großen Zuflüssen mußte der Stauraum der Talsperre rechtzeitig entsprechend vorentlastet werden.

Beim rechtzeitigen Erkennen der Situation konnte also nach Öffnung der Notauslässe für die folgende Bauzeit die Zielvorgabe von NN + 243,50 m sicher eingehalten werden. Die Funktion der Talsperre als Hochwasserschutzanlage blieb allerdings eingeschränkt wegen des noch nicht nutzbaren, gesperrten Stauraumes über NN + 243,50 m (> 15 hm³).



Ederstaumauer - Einlauf zur HW-Entlastungsanlage

Quelle: BAW 8/89

Planung zur Instandsetzung – Randbedingungen und Variantenauswahl

DR. ING. WALTER MÜHRING*

1 Einleitung

Unter Berücksichtigung der in vorstehenden Beiträgen dargelegten Gründe, die die Instandsetzung der Ederstaumauer erforderten war zunächst das Ziel zu definieren, in welchem Umfang die Instandsetzungsmaßnahmen notwendig waren. Instandsetzung heißt zunächst, daß der ursprünglich vorhanden gewesene Gebrauchszustand unter Berücksichtigung der jetzt geltenden Kriterien der Standsicherheitsvorschriften (einschl. der weiterentwickelten Lastannahmen) auf Dauer wiederhergestellt wird.

Ausgangspunkt für die Planung der Instandsetzung war eine Beschreibung des Ist-Zustandes der Staumauer in statischer Hinsicht. Aufgrund statischer Nachberechnungen der Staumauer auf der Grundlage der jetzt geltenden Standsicherheitsvorschriften und unter Berücksichtigung der Ergebnisse begleitender Messungen durfte die Mauer nicht mehr überströmt werden, und der Einstau der Mauer durfte nur bis zu einer Höhe von 1,50 m unter dem planfestgestellten Stauspiegel von NN + 245,00 m, d. h. bis auf NN + 243,50 m, erfolgen. Neben diesen die allgemeine Standsicherheit der Staumauer betreffenden, nicht mehr ausreichenden Tragreserven mußte der vorhandene Zustand der inneren Standsicherheit (Substanz des Mauerkörpers im Hinblick auf Undurchlässigkeit und Festigkeit) und der örtlichen Standsicherheit (Festigkeit der luftseitigen Mauerschale im Hinblick auf Korrosion und Lagebeständigkeit der Einzelelemente einschl. ihrer Fugen) überprüft werden. Die in den letzten Jahren durchgeführten Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau hatten gezeigt, daß die innere und örtliche Standsicherheit weiterhin ausreicht. Aufgrund chemischer Materialanalysen ist eine Auslaugung des Mörtels infolge Ionenaustausch des im Stauseewasser gelösten Calciums gegen die bei der Reaktion zwischen Traß und Kalkhydrat aus dem Traß freigesetzten Alkalien nicht erkennbar. Eine Festigkeitsminderung der Mauersubstanz infolge dieser Austauschreaktion kann daher ausgeschlossen werden. Im Rahmen der Instandsetzungsmaßnahmen werden örtlich erkennbare Schäden an der luft- und wasserseitigen Mauerverblendung beseitigt. Hierbei handelt es sich um "Schönheitsreparaturen". Sie stellen somit keinen Lastfall für die Instandsetzung dar.

Der Planung der Instandsetzung der Staumauer lag daher nur die Aufgabe zugrunde, die nicht mehr ausreichenden Tragreserven, die für die allgemeine Standsicherheit gefordert werden müssen, unter Berücksichtigung aktualisierter Lastannahmen und Randbedingungen sowie der geltenden Normen wieder auf ein ausreichendes Maß zu erhöhen. Das bedeutet, die volle Standsicherheit und

2 Statische Grundforderungen

Der Statik lagen folgende Lastannahmen zugrunde:

- In den Bemessungsfällen I und II nach DIN 19700, Teil 11 dürfen keine vertikalen Zugspannungen in der Mauer auftreten. Das höchste Stauziel unter Berücksichtigung des 1000jährlichen Hochwassers liegt auf NN + 246,85 m.
- Bei der statischen Berechnung ist mit einem Sohl- und Porenwasserdruck von $p = \gamma_w \cdot H$ bis zur Mitte der vorhandenen Injektionszone zu rechnen und dahinter mit $p = 0.4 \cdot \gamma_w \cdot H$ linear zur Luftseite auf Null hin abfallend. Die Achse der Injektionszone verläuft etwa 0.7 m vom wasserseitigen Bordstein der Mauerbrücke entfernt unter einer Neigung von 1.5° zur Wasserseite hin nach unten.
- Keine Berücksichtigung einer räumlichen Tragwirkung durch die Krümmung der Staumauer im Grundriß (R = 305 m).
- Kein Schubverbund zwischen Vorsatzschale und Mauerkörper. Die Vorsatzschale wird deshalb weder tragend noch oberhalb ihrer Aufstandsfläche am Mauerfuß als Gewicht berücksichtigt.
- Beim Lastfall 3 ist das Versagen des Injektionsschleiers bei Vollstau und das Überströmen der Mauerkrone bei einem Wasserstand auf OK Mauerbrüstung (NN + 248,4 m) zu berücksichtigen.

3 Variantenbeschreibung- und auswahl

Im weiteren Vorgehen bei der Planung der Instandsetzungsmaßnahmen wurden im ersten Schritt die technisch durchführbaren und wirtschaftlich erscheinenden Varianten zusammengestellt. Die Auswahl dieser Varianten sollte eine möglichst große Bandbreite aller Lösungsmöglichkeiten umfassen. Nach Vorliegen der Ergebnisse dieser Voruntersuchungen erfolgte dann vor der Ausschreibung eine Berücksichtigung der Auswirkungen der Entwürfe auf das Umfeld. Dies betrifft vor allem die Akzeptanz der Baumaßnahme im Hinblick auf eine mögliche Teil- oder sogar Vollabsenkung des Talsperrenwasserspiegels während der Bauzeit, die Dauer der Bauzeit, die Wasserführung der Oberweser bei Niedrigwasser, die Zulässigkeit der baulichen Umgestaltung der Staumauer als Baudenkmal sowie die damit zusammenhängenden Verfahrensfragen.

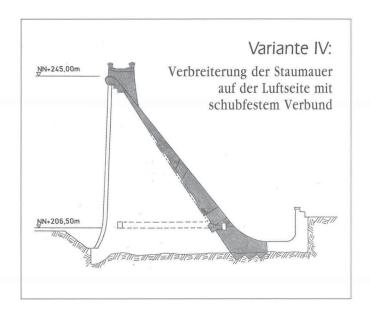
Über die notwendige Durchführung der Instandsetzungsmaßnahme bestand in der Region selbst kein Zweifel, da die aus statischen Gründen erforderliche Teilabsenkung

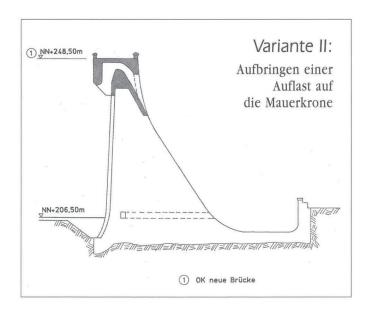
Gebrauchsfähigkeit der Staumauer soll für einen Zeitraum von 80 bis 100 Jahren wiederhergestellt werden.

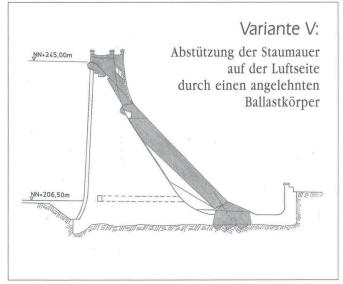
^{*} Baudirektor a. D. Dr. Ing. W. Mühring, ehemaliger Dezernatsleiter in der WSD Mitte

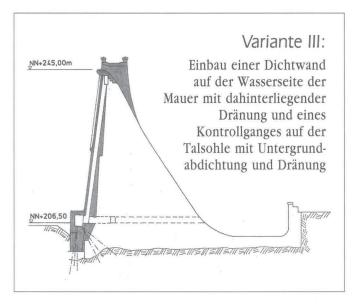
des Seewasserspiegels um 1,5 m unter Normalstau schon seit Jahren zu einer gewissen Beunruhigung geführt hatte.

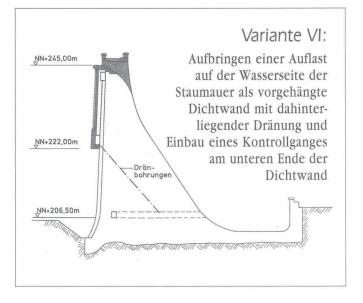
Im Rahmen einer Voruntersuchung wurden zunächst die sechs hier dargestellten grundsätzlichen Lösungsvorschläge untersucht. Wegen der speziellen Aufgabenstellung wurden hiermit mehrere erfahrene Ingenieurbüros beauftragt.











Darüberhinaus wurden die Ingenieurbüros gebeten, Ergänzungsvorschläge zu den von ihnen jeweils bearbeiteten Lösungsvorschlägen zu machen. Hierzu gingen die nachstehend nur verbal beschriebenen Untervarianten ein:

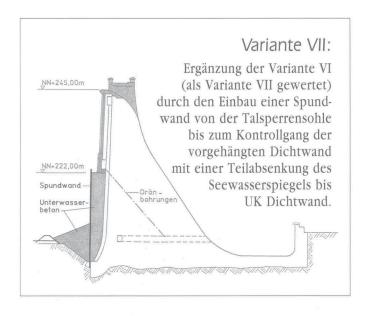
U-Variante I: Vorspannung der Mauer von dem aufgeweiteten unteren Kontrollgang aus nach unten in den Felsuntergrund und nach oben in die Mauer mit einer Zugverbindung im Kontrollgang, mit unterschiedlichen Neigungen der Vorspannachsen.

U-Variante II: Unterschiedliche Ausbildungen der Geometrie des höhergelegten Mauerkopfes aus Normal- und Schwerstbeton.

U-Varinate III: Dichtwand auf der Wasserseite der Mauer mit festem Verbund bei Vollabsenkung oder verschieden hohen Teilabsenkungen des Seewasserspiegels.

Zu den Varianten IV und V erfolgten keine grundlegenden Änderungsvorschläge.

U-Variante VI: Ergänzung der Variante VI (als Variante VII gewertet)



Nach einer ersten Vorauswahl sämtlicher Varianten schieden folgende Varianten aus:

Variante II: Auflast auf die Mauerkrone. Sie führt zwangsläufig zu einer Erhöhung der Mauerkrone.
Dabei wird der Lastfall 3 (LieckfeldtNachweis) maßgebend. Dieser kann aufgrund 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 (Schubverbund) und hohe Kosten verursacht. U-Variante I: Die Vorspannung der Mauer vom Kontrollgang aus bringt keine Kostenvorteile und birgt ein hohes Risiko wegen der Lasteintragung der Ankerkraft nach oben in die Staumauer.

U-Variante III: Bei der Herstellung einer Dichtwand auf der Wasserseite mit schubfestem Verbund kann ein ausreichender Schubverbund unter Berücksichtigung der schwankenden Wasserspiegellagen nicht gewährleistet werden.

Die vier verbliebenen Lösungsmöglichkeiten I, III, VI und VII wurden einer eingehenderen Wertung unterzogen. Dabei wurden zunächst neben den Bau- und Unterhaltungskosten eine technische Wertung vorgenommen, wobei konstruktive und statische Probleme während der Bauzeit und der späteren Unterhaltung, der Grad der Erneuerung der Mauer insgesamt, die Sicherheit der Ausführung sowie die Auswirkungen auf die weiter im Rahmen der Instandsetzung der Mauer geplanten Erneuerung der Grundablässe und die Erneuerung des Tosbeckens eine Rolle spielten. Die weitere Wertung erfolgte unter dem Gesichtspunkt der Akzeptanz der Baumaßnahme.

Hier fanden vor allem die Absenkung des Seewasserspiegels bei den jeweiligen Varianten und ihr Einfluß auf die äußerliche bauliche Veränderung der Staumauer Berücksichtigung.

In umfangreichen Kostenuntersuchungen und Abwägung der vorgenannten Gesichtspunkte – wobei in differenzierter Form auch die Auswirkungen der jeweils erforderlichen Wasserspiegelabsenkungen auf die Talsperrenregion eingeschlossen wurden – erschienen die Variante I (Vorspannung vom Mauerkopf) und die Variante VI (Auflast mit vorgehängter Dichtwand) am besten geeignet.

Die Variante III (Dichtwand auf der Wasserseite) mag zwar die technisch beste Lösung sein, ist aber auch die teuerste und hätte die völlige Entleerung der Talsperre mit sich gebracht.

Die Variante VII stellt wie die Variante III eine Vollsanierung der Sperrmauer dar, wobei aber die Talsperre nicht völlig entleert werden muß. Sie ist naturgemäß teurer als die Variante VI und mit gewissen Risiken bei der Bauausführung behaftet.

Nach Abwägung aller Gesichtspunkte wurde deshalb die Variante I der Ausschreibung als Verwaltungsentwurf zugrunde gelegt. Gegenüber der Variante VI bietet sie den Vorteil einer geringeren baulichen Veränderung der Architektur der Mauer und hat weniger Risiken in der Bauausführung.

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 Seewasserspiegelabsenkung minimiert.

Ausschreibung und Vergabe

DIPL.-ING. HARALD GROTE UND DIPL.-ING. MARTIN LENGFELD*

1 Einleitung

Unter Berücksichtigung der für die Instandsetzung maßgeblichen Randbedingungen wurde im Oktober 1990 die Entscheidung getroffen, von den möglichen Varianten die Lösung "Verankerung mit neuer Mauerkrone" auszuschreiben (siehe Beitrag 10).

Die Ausschreibungsunterlagen wurden ohne eine vertiefende Ausführungsplanung (§ 55.2.5 und § 64.2.5 HOAI) erstellt, weil die gewählte Verankerungslösung Sondervorschläge der Bieter erwarten ließ und auf eine Doppelbearbeitung der Ausführungsplanung verzichtet werden sollte.

2 Randbedingungen

Die Randbedingungen für die Planung folgen aus

- dem vorhandenen Bauwerk
- den Lasteinwirkungen und
- dem Planungsziel

Das vorhandene Bauwerk mit den Lasteinwirkungen ist in Bild 1 dargestellt.

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 1000jährliche Hochwasser
- Erhöhung der Tragfähigkeit der Brücke über die Hochwasserentlastung

3 Planung

3.1 Überblick

Die ausgeschriebene Lösung ist auf Bild 2 als gesamter Querschnitt einschl. Verankerung im tiefen Untergrund dargestellt, auf Bild 3 nur der Querschnitt der Mauerkrone.

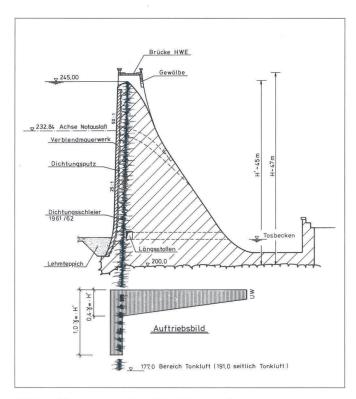


Bild 1: Mauerquerschnitt Ist-Zustand

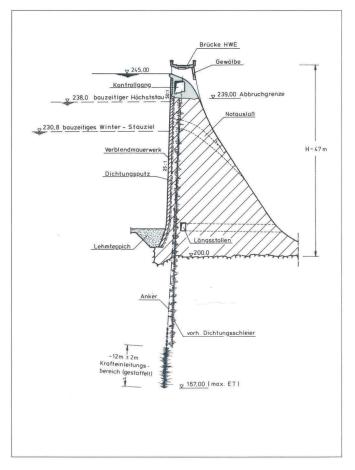


Bild 2: Mauer-Querschnitt, Ausschreibungslösung

^{*} Baurat H. Grote, Sachbereichsleiter beim WSA Hann. Münden Dipl.-Ing. M. Lengfeld, Fachbereichsleiter beim Ing.-Büro Salveter, Netphen

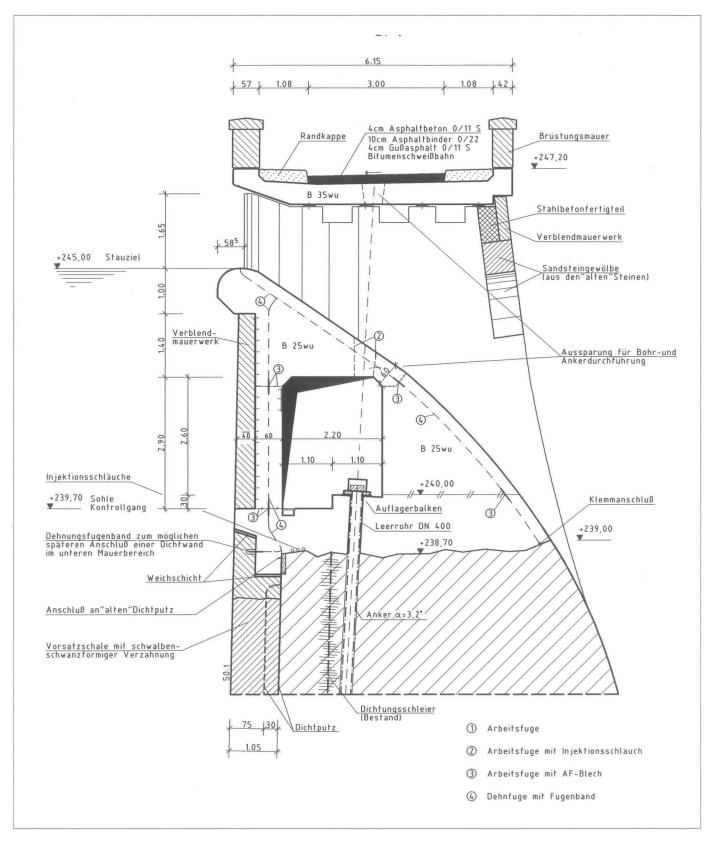


Bild 3: Querschnitt Mauerkrone, Ausschreibungslösung

Aufgrund der technischen Vorplanung enthielt die Ausschreibung 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. Dazu gehören folgende wesentliche Teilleistungen:

- Abbau und Zwischenlagerung der Sandstein-Mauerbrüstungen
- Abbruch und Recycling der Stahlbetonbrücke über der HW-Entlastung einschl. Straßenbelag aus Asphaltbeton.
- Vollständiger Abbruch der Pfeiler und des Überlaufes aus Grauwacke-Bruchsteinen, einschl. der roten und gelben Sandsteinbögen auf der Luftseite.

Neubau

- Wiederaufbau einer neuen Mauerkrone mit zusätzlichem Kontrollgang, hydraulisch günstigerer HW-Entlastung (neue Geometrie von Überfall und Pfeilern), sowie der Stahlbetonbrücke (13 Abschnitte von ca. 18 m Länge mit je 3 Feldern).
- Wiederaufbau der zwischengelagerten Sandsteinbrüstung

Bohr- und Ankerarbeiten

- Vorlaufende Zugversuche (im Herbst 1991) an 6 baugleichen Ankern mit unterschiedlich langen Krafteinleitungsstrecken (3m/5m/7m).
- Abteufen der Bohrungen 146 mm (mit Kerngewinn) und Aufweiten auf 273 mm von der neuen Brücke aus
- Injektionsarbeiten im Fels und in der Mauer
- Herstellung, Einbau und Anspannen der 104 Dauerfelsanker für eine Gebrauchskraft von 4.500 KN.

Sonstige Arbeiten

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

3.2 Bohr- und Ankerarbeiten

Das fehlende Mauergewicht beträgt 2.000 KN pro Meter, bemessen nach der Balkentheorie.

Es wird aufgebracht durch Freispiel-Daueranker mit einer Gebrauchskraft von 4.500 KN.

Zum Nachweis der Brauchbarkeit wurden Ausziehversuche ausgeschrieben. Diese Versuche sollten in zwei Probefeldern mit jeweils drei Bohrungen durchgeführt werden. Die Probefelder wurden am luftseitigen Mauerfuß jeweils am rechten bzw. linken Tosbeckenrand geplant, da die geologischen Verhältnisse im Untergrund in Talmitte wechseln. Sämtliche das Ergebnis möglicherweise beeinflussende Faktoren, wie zum Beispiel Materialien, Bohrdurchmesser, Bohrverfahren, Bohrwinkel, Verankerungstiefe, Injektionen waren die gleichen, wie sie für das Ankersystem in der Mauer vorgesehen waren.

Die Krafteinleitungsstrecke der Anker war durch eine Zementinjektion zu vergüten. Diese Injektion wurde bis zu einer Höhe von ca. 10 m über dem Mauerfuß geplant. Hierdurch sollte eine zusätzliche Abdichtung dieses durchlässigeren Bereiches erzielt werden und der durchbohrte Injektionsschleier wiederhergestellt werden. Aufgrund der Aufzeichnungen aus den Verpressungen Anfang der 60er Jahre (siehe Beitrag 1), wurde unter Berücksichtigung des verhältnismäßig großen Bohrlochabstandes mit einer Injektionszementmenge von 170 kg/m gerechnet.

Der Ankerabstand folgt aus der Geometrie der HW-Entlastungsanlage, die aus 39 Überlauffeldern mit zwar einheitlichen Feldbreiten, aber unterschiedlichen Pfeilerbreiten besteht, sowie der Anordnung von 8 Notauslässen (ca. 12 m unterhalb der Mauerkrone). Mit diesen Zwangspunkten errechnet sich ein unregelmäßiger Ankerabstand von im Mittel 2,25 ± 0,35 m. Kritisch bei dieser Festlegung war ein rechnerischer Abstand von lediglich 25 cm zwischen Bohrlochwand und Außenwand der Notauslässe.

Ein weiterer Zwangspunkt für die Bohrarbeiten war der vorhandene untere Längsstollen. Dieser verläuft in einem Abstand von rund 2,50 m parallel zum wasserseitigen Staumauerrand. Durch den Zwischenraum mußten die Anker hindurchgeführt werden, wobei die Bohrungen nicht näher als 60 cm an den wasserseitigen Mauerrand reichen durften.

Wegen dieser Zwangslage wurde die Bohrtoleranz mit lediglich ± 1 % festgelegt. Dies bedingte bei 8.000 abzuteufenden Bohrmetern einen sehr hohen Schwierigkeitsgrad.

In der Ausschreibung wurde vorgegeben, daß die Bohrund Ankerarbeiten erst nach Fertigstellung der neuen Mauerkrone ausgeführt werden konnten, weil die alte Brücke über der Hochwasserentlastung für die erforderlichen Bohrgeräte nicht ausreichend tragfähig war. Deshalb sollte zunächst der Kronenbereich abgetragen werden. Die Länge der Abbruchlücke wurde begrenzt und sollte so schnell wie möglich wieder geschlossen werden, da trotz einer Absenkung des Stauspiegels im Winterhalbjahr auf NN + 230,8 m bzw. im Sommerhalbjahr auf NN + 238,0 m ein Ein- bzw. Überstau des Abbruchniveaus im Katastrophenfall nicht auszuschließen war. Im Winterhalbjahr stand bis zum Abbruchniveau auf NN + 239,0 m ein Retentionsraum von 52 Mio. m³ zur Verfügung. Dennoch wäre beim Eintritt eines 100jährlichen Hochwassers (725 m³/s) trotz dieses Retentionsraumes ein Überströmen des Abbruchbereiches nicht zu vermeiden gewesen. Es galt daher, blockweise abzubrechen und die jeweilige Lücke schnellstmöglich mit dem neuen Bauteil wieder zu verschließen.

Neben diesen Zwängen, die aus der Bewirtschaftung der Talsperre herrühren, sprachen für eine Ausführung der Bohr- und Ankerarbeiten von der neuen Mauerkrone aus auch baupraktische Gründe. So konnte die gesamte Baustelle als Linienbaustelle konzipiert werden, bei der die einzelnen Arbeitstakte Abbruch, Neubau, Bohr- und Ankerarbeiten sich gegenseitig nicht behindern (siehe Beitrag 13).

3.3 Neue Mauerkrone mit Kontrollgang

Die Abmessungen des Kontrollganges (siehe Bild 3) mußten zunächst vordimensioniert werden, weil es Spannpressen – mit entsprechenden Abmessungen – für die hohen Spannkräfte bisher nicht gab.

Aus dem errechneten Spannweg beim Festsetzen der Anker folgte die lichte Höhe des Ganges zu 2,60 m über den Ankerköpfen. Die Köpfe wurden auf einen Auflagerbalken aufgesetzt. Durch diesen Auflagerbalken sollte zum einen die spätere Überwachung der Ankerköpfe erleichtert und zum anderen die Konstruktionshöhe des Lastverteilungsbalkens minimiert werden, um Abbrucharbeiten einzusparen. Die Breite des Ganges wurde aus betrieblichen Gründen zu 2,20 m gewählt. Hiervon nimmt der Auflagerbalken eine Breite von 1,10 m in Anspruch.

Die Decke des Kontrollganges bildet die neue Überlaufkrone. Für den gesamten Konstruktionsbeton konnte ein B 25 gewählt werden. Der Bewehrungsanteil wurde zur Beschränkung der Rißbreite für den Lastverteilungsbalken mit 120 kg/m³ und für Wände und Decken mit 85 kg/m³ errechnet.

Wegen der relativ großen Bauteildicken von bis zu 2,5 m war der Beschränkung der Rißbreite aus der Hydratationswärmeentwicklung des Betons große Bedeutung zuzumessen. Neben einem geeigneten Zement wurde auch eine umfangreiche Nachbehandlung des Beton ausgeschrieben. Eine Kühlung des Zuschlages oder das Einbetonieren von Kühlschläuchen wurde nicht für erforderlich gehalten.

Der maximale Druck, der durch die Spannanker auf das Mauerwerk aufgebracht wird, beträgt bei 1,30 m Konstruktionshöhe des Lastverteilungsbalkens ca. 1,0 MN/m² und ist damit wesentlich geringer als die zulässige Druckspannung von 5,0 MN/m². Die Scherbeanspruchung, die aus der Neigung der Anker resultiert, ist vernachlässigbar.

Um bei den Abbrucharbeiten das verbleibende Mauerwerk nicht zu beschädigen oder aufzulockern, wurde für die untersten 50 cm ein schonender Abbruch mit kleinem Gerät oder per Hand ausgeschrieben.

Die Mauerkrone sollte blockweise wieder aufgebaut werden. Wegen der unregelmäßigen Pfeilerbreiten der Hochwasserentlastung, die schon bei der Festsetzung des Ankerrasters zu Problemen geführt hatte, wurden für den Lastverteilungsbalken Blocklängen von ca. 18,8 m gewählt. Das entspricht somit der Länge einer Überlaufgruppe der Hochwasserentlastung.

Für die späteren Ankerarbeiten wurden in der Decke des Kontrollganges Öffnungen für die Durchführung des Bohrgestänges bzw. der Anker vorgesehen.

3.4 Brücke über die Hochwasserentlastung

Die Brücke über die Hochwasserentlastung wurde als 3-Feld-Brücke mit Stützweiten von jeweils ca. 5,7 m geplant. Für die Brückenklasse 30 (nach DIN 1072) beträgt die Konstruktionshöhe 45 cm. Als Brückenlager wurden Elastomerlager ausgeschrieben. Die Fugen zwischen den einzelnen Abschnitten sollten durch Fahrbahnübergänge geschlossen werden. Der Fahrbahnaufbau entspricht einer üblichen Ausführung: auf einer metallkaschierten Bitumenschweißbahn wurden 4 cm Gußasphalt, 10 cm Asphaltbinder und 4 cm Asphaltbeton vorgesehen.

Die Sandstein-Brüstungsmauern an den Brückenrändern sollten nach schonendem Abbruch in gleicher Art mit gleichem Material wie früher wieder aufgebaut werden.

3.5 Sonstiges

Außer den Arbeiten zur Instandsetzung der Staumauer durch eine Verankerung zwischen den beiden Torhäusern, wurde auch eine Instandsetzung der Mauerkrone in den Randbereichen erforderlich. Der Fahrbahnbelag wies hier starke Schäden auf. Darüber hinaus war durch jahrzehntelanges Einsickern von Tagwasser ein Gesimsband aus Sandstein, das den optischen Eindruck der Mauerkrone stark prägt, in seinem Bestand gefährdet. Zur Instandsetzung

wurde ein Abtrag des alten Fahrbahnbereiches zwischen den Brüstungsmauern ausgeschrieben. Der neue Fahrbahnaufbau wurde in der gleichen Art wie in Talmitte geplant, wobei die Abdichtung trogartig an die Brüstungsmauern angeschlossen werden sollte.

4 Ablauf der Planungsarbeiten

Um den vorgegebenen Beginn der Arbeiten (1. August 1991) einzuhalten, erfolgte die weitere Bearbeitung bis zur Auftragserteilung in folgenden Schritten:

- Erstellung der Ausschreibungsunterlagen im WSA Hann. Münden unter Beteiligung des Ing.-Büros Salveter für die fachspezifischen Leistungen einschl. Prüfung in der WSD Mitte und beim Bundesverkehrsministerium (BMV)
- Herausgabe der Verdingungsunterlagen gemäß § 18 VOB/A
- Submission am 26.3.1991
- Auswertung der Angebote und Vergabevorschlag durch das WSA Hann. Münden wiederum unter Beteiligung des Ing.-Büros Salveter
- Prüfung des Vergabevorschlags in der WSD Mitte und beim BMV
- Zuschlagserteilung am 8.7.1991

Der Standard-Leistungskatalog (StLK) wurde hierbei angewendet, obwohl durch die Besonderheit der Leistungen sehr viele sog. "Freie Texte" im LV und umfangreiche "Angaben zum LV" erforderlich wurden.

5 Ausschreibungsverfahren

Die Arbeiten wurden als sog. "Offenes Verfahren" EGweit ausgeschrieben.

Interessierte Unternehmen, keines davon aus dem europäischen Ausland, forderten insgesamt 42 Ausfertigungen der Ausschreibung an. Zur Erläuterung der örtlichen Gegebenheiten fanden zwei Ortsbegehungen mit den Bietern statt. Zum Eröffnungstermin wurden 12 Angebote für den Amtsentwurf fristgemäß vorgelegt, und zwar von 7 Bietern und 5 Bietergemeinschaften. Zusätzlich wurden insgesamt 39 Nebenangebote bzw. Änderungsvorschläge abgegeben.

6 Auswertung der Hauptangebote

Die Angebotssummen der 12 Hauptangebote lagen zwischen 50 und 60 Mio. DM, in einem Fall bei 71 Mio. DM. Die größten Differenzen in den angebotenen Teilleistungen wurden in der "Technischen Bearbeitung" (ca. 0,8 Mio. DM), der "Baustelleneinrichtung und Räumung" (ca. 4,5 Mio. DM) und dem Bau von Schutz- und Arbeitsgerüsten (ca. 1,3 Mio. DM) festgestellt.

Für die mit EDV nachgerechneten Angebote wurden sog. "Wertungssummen" ermittelt. Auf die Angebotssummen wurden auf das Bauende hochgerechnete Beträge für Lohnkosten und Stoffpreiserhöhungen gerechnet, und es wurde die Auswahl für die Beauftragung von Grund- und Wahlpositionen getroffen. Aufgrund formaler oder technischer Mängel mußte kein Angebot von der weiteren Wertung ausgeschlossen werden.

Wegen der großen Kostendifferenz zu dem später in Auftrag gegebenen Nebenangebot wurde jedoch keines der Hauptangebote weiter berücksichtigt.

7 Nebenangebote

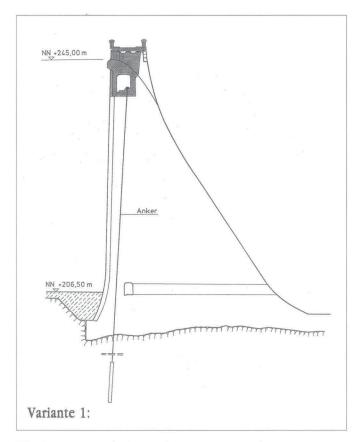
7.1 Allgemeines

Die meisten der insgesamt 39 Nebenangebote beinhalteten Alternativen zur ausgeschriebenen Verankerung der Mauer, es wurden aber auch sog. "Gewichtslösungen" und wasserseitige Dichtwände angeboten.

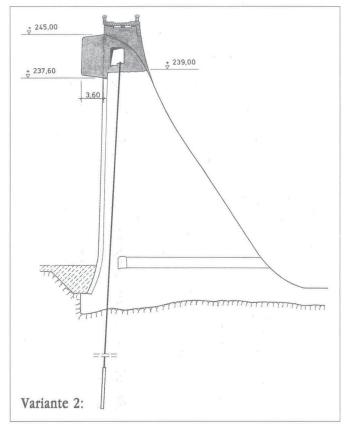
Die Prüfung und Wertung der Angebote erfolgte für jedes Angebot nach folgenden Kriterien:

- Einhaltung der Vorgaben der Ausschreibung
- Statik
- Baukosten
- Aufwand für Betrieb und Unterhaltung/Dauerhaftigkeit
- Risiko des Bauverfahrens
- Einfluß auf die Wasserbewirtschaftung während der Bauzeit
- Bauzeit
- Denkmalschutz

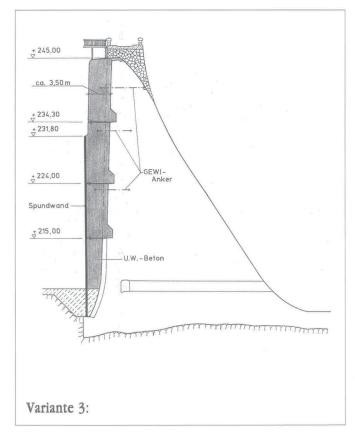
7.2 Technische Beschreibung der wesentlichen Nebenangebote



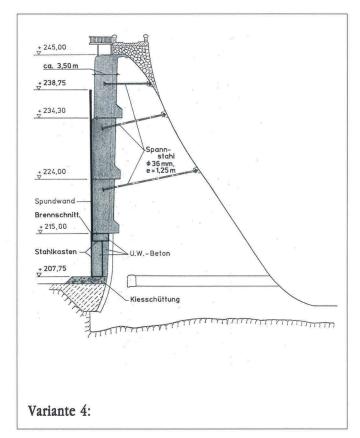
Wie Amtsentwurf, aber Luftseite der Mauerkrone bleibt erhalten. (Dieses Nebenangebot wurde in Auftrag gegeben)



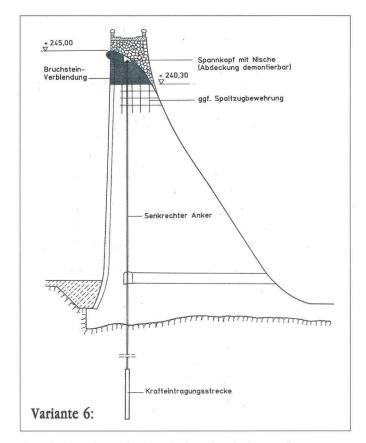
Wasserseitig auskragender Ballast aus Stahlbeton mit Verankerung, Luftseite bleibt erhalten. Anzahl der Anker: ca. 65 Stck. Ankerkraft: 4.500 KN



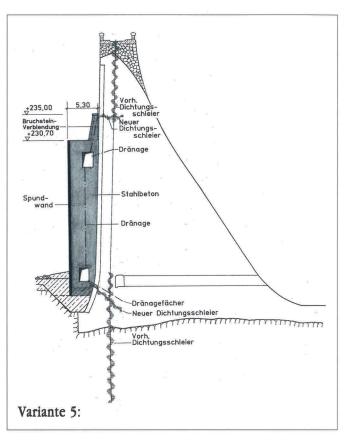
Wasserseitige Stahlbetonvorsatzschale, mit der Mauer über Auflagerbänke und GEWI-Anker verbunden, im Schutz einer bauzeitlichen Spundwand hergestellt.



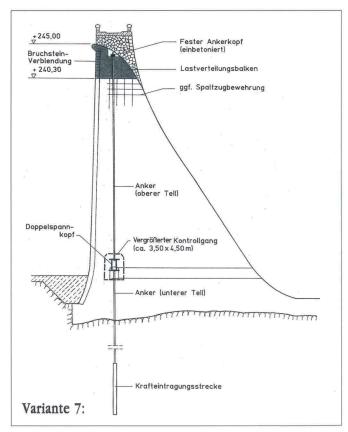
Wie Variante 3, aber Auflagerung der Spundwand und der Vorsatzschale auf Stahlkästen und Kiesschicht, Einbau von UW-Beton in die Stahlkästen. Verankerung der Vorsatzschale mit Spannstahl bis zur Luftseite, Abbrennen des oberen Teils der Spundwand.



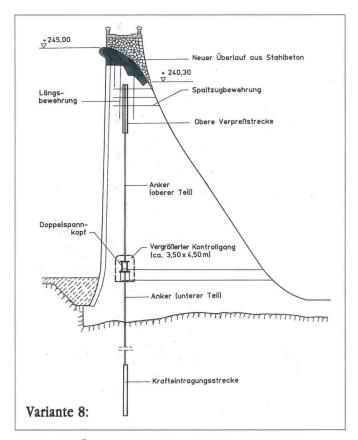
Durchgehende senkrechte Anker durch den vorh. unteren Kontrollgang, Spannen der Anker vom neuen Überfall aus, Ankerkraft: ca. 8.000 KN; Anzahl der Anker: ca. 80 Stck. Ankerabstand: ca. 3,0 m. Keine neue Brücke, keine neuen Pfeiler.



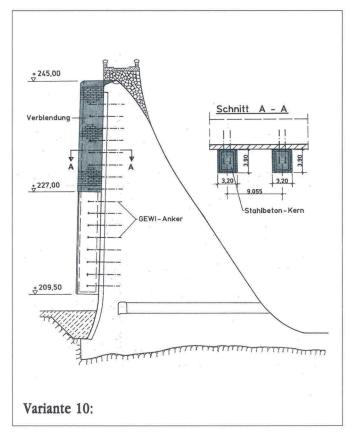
Stablbeton hinter Spundwand, 2 neue Kontrollgänge, Anschlußinjektionen an vorh. Schleier und Dränagebohrungen. Herstellung von Bruchsteinverblendung nur im oberen Bereich.



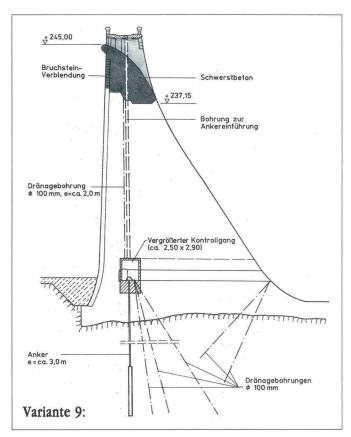
Vergrößerung des vorb. unteren Kontrollganges, Festsetzen des Ankerkopfes im neuen Überfall, Koppelung und Spannen der senkrechen Anker im unteren Kontrollgang, sonst wie Variante 6.



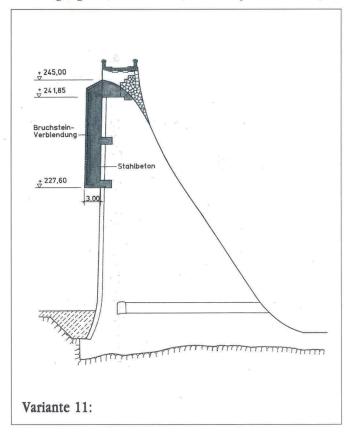
Nur neuer Überfall, Verpreßanker im oberen Mauerbereich, Koppelung und Spannen der senkrechten Anker im unteren Kontrollgang. Keine neue Brücke, keine neuen Pfeiler, sonst wie Variante 6.



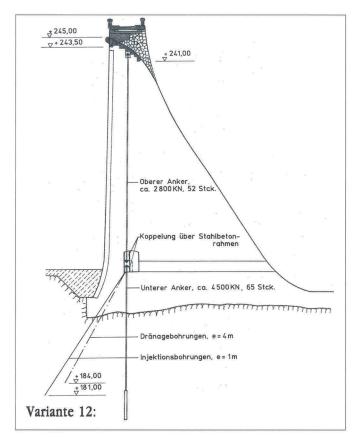
Insgesamt 26 lisenenförmige, wasserseitige Ballastkörper (b/d = 3,20/3,90 m, Abstand ca. 9,0 m). Die vor Ort bergestellten Stablbeton-Hoblkörper werden ausbetoniert und über Konsolen und GEWI-Ankern (Ø 40 mm, L = 4 m) an die Mauer angebängt. Keine neue Brücke, keine neuen Pfeiler.



Neuer Überfall, Pfeiler und Brücke in Schwerstbeton $(\gamma = 37.5 \text{ KN/m}^3)$, Vergrößerung des unteren Kontrollganges mit unterem Lastverteilungsbalken aus Stahlbeton, Bohrungen oberhalb des Kontrollgangs nur zur Ankereinführung, Verankerung und Dränagen vom unteren Kontrollgang aus, ca. 80 Anker, Ankerkraft ca. 1.500 KN.

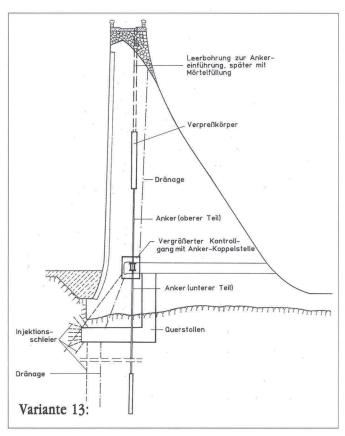


Halbe Betonvorsatzschale, über zwei Auflagerkonsolen und am Mauerkopf aufgehängt, Verankerung mit der Mauer durch Anker (1 Stck./10 m²) neuer Überfall, neue Brücke, neue Pfeiler, Luftseite bleibt erhalten, wasserseitige Naturstein-Verblendung.



Erweiterter unterer Kontrollgang, Koppelung der Anker im unteren Kontrollgang über einen Stahlbetonrahmen, Senkrechte Bohrungen vom Überfall bis Kontrollgang, dann Bohrungen vom Kontrollgang bis Endteufe, Spannen der oberen Anker von der Mauerkrone aus, Spannen der unteren Anker vom Kontrollgang aus,

Reduzierung der oberen Ankerkräfte durch Injektionen und Dränagen vom unteren Kontrollgang aus, neue Brücke, Überfall und Pfeiler; Luftseite bleibt erbalten.



Alte Mauerkrone, erweiterter unterer Kontrollgang, Anker vertikal, im Kontrollgang gekoppelt, Verpreßanker in der Mauer, Injektionen und Dränagen vom unteren Kontrollgang und von 5 neuen Querstollen aus,

Anzahl der Anker: 52 Stck. Ankerkräfte: Oben 4.500 KN Unten 5.600 KN

Weiterhin wurden Nebenangebote mit noch höheren Ankerkräften (bis zu 11.000 KN) vorgelegt, wodurch sich die Anzahl der Anker bis auf 45 Stck. verringerte.

8 Auswahl des technisch und wirtschaftlich günstigsten Nebenangebotes

Unter Berücksichtigung aller weiteren Kriterien für die Prüfung und Wertung mußten die zuvor beschriebenen Nebenangebote bis auf die Varianten 1 und 3 von der weiteren Wertung ausgeschlossen werden.

Dafür waren hauptsächlich folgende Gründe entscheidend:

- Zu hohe Kosten bei gleichem Ausbaustandard
- Risiken in der Baudurchführung und im System
- Fehlende statische Nachweise
- Belange des Denkmalschutzes
- Nachteile für die Wasserbewirtschaftung
- Hoher Unterhaltungsaufwand

Die Variante 3 wurde letztendlich wegen der sehr risikoreichen Bauzustände (ca. 30 m hohe Baugruben-Spundwände), den technisch nicht ausgereiften Dichtungsanschlüssen (Spundwand/Mauer) und den höheren Kosten ausgeschieden.

Die Variante 1 entsprach ohne Einschränkung den Verdingungsunterlagen, hatte durch den Erhalt der luftseitigen Mauerkrone erhebliche Vorteile aus Sicht des Denkmalschutzes und war preisgünstigster als das niedrigste Hauptangebot.

Aus diesen Gründen wurde der Bietergemeinschaft Brüggemann, Duisburg und Oevermann, Münster am 8. 7.1991 der Zuschlag auf ihr Nebenangebot (Variante 1) erteilt.

Die technische Beschreibung und der Bauablauf wird im Beitrag 13 eingehend erläutert.

Teilabbruch der Mauerkrone im Sprengverfahren aus einer Kombination von Vorspalt- und Vollraumsprengung

DIPL.-ING. HANSJÜRGEN PFAU*

1 Einleitung

Das in Auftrag gegebene Nebenangebot der Bietergemeinschaft Brüggemann/Oevermann beinhaltete im Gegensatz zum ausgeschriebenen Verwaltungsentwurf nur einen Teilabbruch der Mauerkrone, welcher sich auf etwa 2/3 der Mauerbreite beschränkt. Dies hatte den Vorteil, daß die historischen Sandsteinbögen auf der Luftseite nicht abgebrochen zu werden brauchten. (Bild 1 und 2)

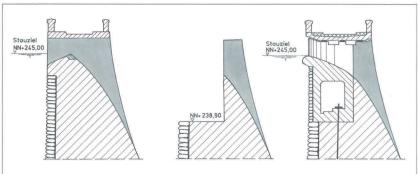


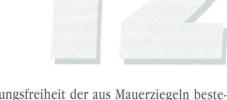
Bild 1: Mauerkrone vor, während und nach der Instandsetzung



Bild 2: Teilabbruch der Mauerkrone

2 Randbedingungen für die Sprengarbeiten

Von seiten der Arbeitsgemeinschaft Brüggemann/Oevermann war der Teilabbruch des Mauerkopfes im Sprengverfahren vorgesehen. Zu diesem Zweck wurde ein Abbruchplan aufgestellt und folgende Bedingungen vorgegeben:



- 1. Die Beschädigungsfreiheit der aus Mauerziegeln bestehenden Restbauwerke war unter allen Umständen zu gewährleisten.
- 2. Die anfallende Sprengarbeit mußte innerhalb von gesetzten Fristen bewältigt werden.
- 3. Durch sorgfältig geplantes, schonendes Sprengen mußte auf das ca. 80 Jahre alte Bauwerk Rücksicht genommen werden, um jedes Risiko auszuschließen.
 - 4. Durch einen Bohr- und Sprengversuch war die Bohrgenauigkeit und die schonende Wirkung des Sprengens unter Beweis zu stellen.
 - 5. Die Sprengerschütterungen sollten laufend gemessen werden und als Grundlage zum Festlegen des Umfanges der Einzelsprengungen dienen.

3 Geplantes Sprengverfahren

3.1 Vorgehen

Nach Abbruch des Fahrbahnüberbaues sollten die Pfeiler und die Mauerkrone in Abschnitten von jeweils ca. 18,50 m Länge in mehreren Teilsprengungen so aufgelockert werden, daß die zu erhaltenden Bereiche luftseitig der Abbruchfugen in einem ungestörten Zustand verbleiben. Die längs der Mauerachsen verlaufende senkrechte Trennfläche durch Pfeiler und Überbau sollte dabei jeweils vor Auflockerung des abzubrechenden Bereiches durch auszuführende Spaltsprengungen aufgetrennt werden.

3.2 Vorspaltsprengungen

Vom vorhandenen Brückenüberbau sollten unmittelbar vor der Abbruchgrenze senkrechte

Bohrlöcher, Ø 64 mm, in einem Abstand von 50 cm durch Pfeiler und Mauerkronenbereich auf volle Tiefe parallel gebohrt werden.

Nach Entfernen des Betonüberbaues sollten diese Spaltlöcher mit Supercord-Sprengschnüren und Hohlraumbesatz geladen und jeweils mehrere der 4 bis 7,70 m tiefen Löcher in Momentzündung gleichzeitig abgetan werden. Die Sprengstoffmenge sollte so gering bemessen werden, daß sie lediglich die Mauerstege zwischen den Bohrlöchern aufreißt, nicht aber Risse rechtwinklig zur Spaltfläche erzeugen würde.

^{*} Dipl.-Ing. H. Pfau, Technischer Leiter, Bereich Ingenieur- und Sonderbauten und Prokurist in der Baugesellschaft F. Brüggemann GmbH & Co. KG

3.3 Auflockern der Pfeiler

Gleichzeitig mit dem Bohren der Spaltlöcher sollten senkrecht durch die Fahrbahn hindurch in den 1,50 m bis 3,50 m breiten Pfeilern Sprenglöcher mit einer Tiefe von ca. 3,00 m eingebracht werden. Nach Entfernen des Betonüberbaues und nach Durchführung einzelner Spaltsprengungen sollten diese Pfeiler einzeln durch Sprengungen aufgelokkert werden. Vorgesehen war, maximal 18 Sprenglöcher mit ca. 800 g Sprengstoff pro Zeitstufe durch Kurzzeitzünder gleichzeitig zu zünden. Die Absicht war, vor dem Lockern der tiefer liegenden Abbruchbereiche die Pfeiler mit einem Seilbagger abtragen zu können.

3.4 Lockerung der Mauerkrone

Der verbleibende Bereich der Mauerkrone zwischen den Höhen NN + 240,00 m und NN + 245,00 m sollte von der Wasserseite aus vom Auslegergerüst horizontal mit einem Lafettenbohrgerät auf ca. 3,50 m Tiefe abgebohrt werden. Zwischen dem Bohrlochtiefsten und der Vorspaltfläche sollte ein Abstand von ca. 50 cm verbleiben. Der senkrechte Reihenabstand sollte 90 cm und der Lochabstand innerhalb der Reihen 80 cm betragen. Es sollten jeweils mehrere Reihen in jeweils 5 senkrecht übereinander angeordneten Sprenglöchern mit elektrischen Kurzzeitzündern gezündet werden, wobei auch hier 18 Zeitstufen mit einer maximalen Sprengstoffmenge von 800 g pro Zündstufe zum Einsatz kommen sollten.

3.5 Schutzmaßnahmen

Die Zeitstufen der Kurzzeitzünder und die Bohrlochanordnung sollten bewirken, daß die Richtung der Sprenglokkerung auf den zuvor abgebrochenen Bereich gerichtet ist.
Um zu verhindern, daß größere Mengen Abbruchmaterial
zur Wasserseite hin herabfallen würden, sollte auch dieser
jeweilige Sprengbereich über einige Meter Länge mit Sprengschutzmatten abgedeckt werden. In Zusammenarbeit mit
dem Curt-Risch-Institut für Dynamik, Schall- und Meßtechnik der Universität Hannover wurden die erforderlichen
Voruntersuchungen zur Feststellung der zulässigen Schwingungsgrößen vorgenommen.

4 Anordnung der Meßstellen

Um ausreichend Meßdaten zu erhalten, wurden folgende Meßstellen angeordnet (Bild 3):

- 1. Eine Meßstelle im Kontrollgang direkt unterhalb des Sprengversuchsbereiches.
- 2. Eine Meßstelle unmittelbar OK Fahrbahnüberbau neben der Sprengung.
- 3. Je eine Meßstelle an den Flanken der Staumauer.
- 4. Eine Meßstelle in Staumauermitte auf der Fahrbahn.
- Zwei weitere Meßstellen außerhalb der Baustelleneinrichtung nahe der bestehenden Bebauung.

Hierdurch sollte der gesamte Schwingungsverlauf erfaßt werden.

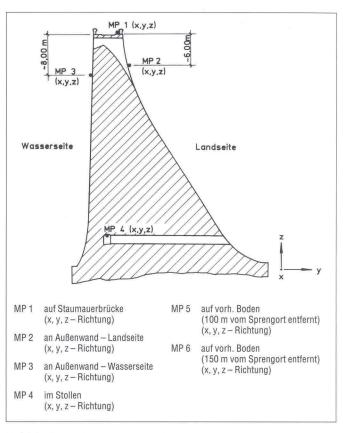


Bild 3: Anordnung der Meßpunkte bei den Probesprengungen

5 Ablauf der Probesprengungen

Die Probesprengungen sollten unmittelbar in der Nähe des rechten Torhauses ausgeführt werden. Aus der Natur des Bauwerkes wurden sehr hohe Frequenzen erwartet, so daß die oberen Werte der in der DIN 4150 vorgesehenen unschädlichen Schwinggeschwindigkeiten eingehalten werden können. Die Ausgangslademenge für die Probesprengung war nach Maßgabe des Curt-Risch-Institutes mit 40 g/m Bohrloch in den Vorspaltlöchern vorgesehen. Die Vorspaltsprengung wurde als wichtigstes Element der gesamten Sprengarbeit angesehen und sollte daher vorerst mit 2 benachbarten Bohrlöchern auf gleicher Zündstufe gezündet werden. Evtl. Änderungen sollten im Zuge der Probesprengungen mit den beteiligten Experten festgelegt werden. Nach Ausführung der Vorspaltsprengungen sollten vorerst kleinkalibrige Bohrlöcher im Schutz der Vorspaltsprengung gesetzt und gezündet werden, wechselweise als Einzelschuß und auch als verzögerter Mehrfachschuß. Die Auswertung der Meßergebnisse sollte automatisch und sofort auf der Baustelle erfolgen. Die ersten Sprengungen führten zu maximalen Schwinggeschwindigkeitsamplituden, die unterhalb der zulässigen Werte von V max. = ca. 50 mm/s lagen. Die Spektren wiesen wesentliche Amplituden im Frequenzbereich von F > 100 Hz auf. Ausgeprägte Amplituden-Spitzen waren bei F = 300 Hz und F = 700 bis 800 Hz zu erkennen. Der Meßpunkt 2 wies eine maximale Beschleunigungsamplitude von A max = 6.6 g auf. Die Schwingungen im Stollen und auf dem vorhandenen Boden waren sehr klein. Die Sprengversuche hatten ergeben, daß die maximale Obergrenze der unschädlichen Lademenge bei ca. 600 g je Zündstufe liegen wird. Die Einzelsprengung war nach ca. 20 ms abgeklungen.

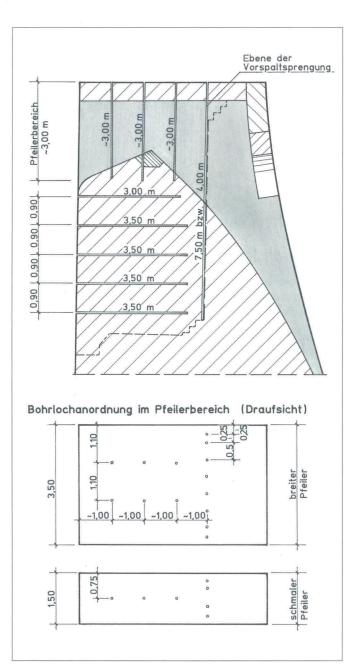


Bild 4: Anordnung der Sprengbohrungen

6 Ausführung der Vorspalt- und Vollraumsprengungen

Die Erfahrungen aus den Vor- und Probesprengungen im Bereich von Block 13 ergaben reichlich Aufschlüsse, wobei die Sprengfolge ab Block 12 in Richtung Block 1 wie folgt festgelegt wurde:

6.1 Abbruch der Pfeiler bis OK Staumauerkopf

Vorspaltung der Bohrlochraster im Abstand von 25, 25, 50, 50, 25, 25 cm von Pfeileraußenkante gemessen, Bohrlochdurchmesser 76 mm und Bohrlochtiefen 3,50 m (Bild 4). Die Lademenge Sprengstoff wurde hier auf 20 g/m oder 70 g/Loch bzw. 140 g/Zündstufe festgelegt. Die Pfeilersprengungen erfolgten anschließend im Bereich der Nebenpfeiler einreihig mit Lochabstand ab Vorspalt, gemessen mit 80, 100, 100, 120 cm. Die Bohrlochtiefe betrug 3 m und die Sprengstoffladung 75 g/m oder 225 g/Loch und Zündstufe.

6.2 Abbruch des Mauerkopfes

Die Sprengung des Mauerkopfes erfolgte durch Vorspaltung vertikal (Bild 5).

Die Hauptpfeiler wegen der Breite von 3,50 m, hier zweireihig, mit Reihenabstand von ca. 1,10 m, sonst wie vor dargestellt. Die Sprengung des Mauerkopfes erfolgte durch Vorspaltung vertikal mit Bohrlochraster a = 50 cm und einem Bohrlochdurchmesser von 76 mm, vertikal bis 4,50 m abgebohrt. Die Ladung erfolgte mit ca. 40 g/m = 160 g/Loch bzw. 320 g/Zündstufe. Die Vorspaltung horizontal mit Bohrlochraster a = 50 cm, horizontal gebohrt, mit einer Bohrlochtiefe von 3,90 m und einer Ladungsmenge von 160 g/Loch bzw. 320 g/Zündstufe. Die Hauptsprengung mit Bohrlochtaster 80 x 90 cm erfolgte in Bohrlochtiefen mit wiederum 3,90 m und Ladungsmengen von 2 x 400 g, aufgeteilt in 2 x 100 und 1 x 200 g auf halber Bohrlochtiefe. Die Sprengung erfolgte mit MS-Zündung.



Bild 5: Trennfläche der Vorspaltsprengung

7 Überwachung der Hauptsprengungen

Die permanente Überwachung der nach Abschluß der Probesprengungen durchzuführenden Vorspalt- und Vollraumsprengungen erfolgte mit 3-komponenten Meßgeräten, Bauart WASA. Die in 40 bis 100 m registrierten Werte lagen bei max. 7 Hz und allgemein bei max. 2/3 der von der DIN 4150 zugelassenen Werte.

8 Schlußbemerkung

Nachdem mit den erfolgreich verlaufenen Probesprengungen die Richtigkeit der getroffenen Annahmen unter Beweis gestellt war, konnten die Arbeiten zum Teilabbruch der insgesamt 5.700 m³ Mauerwerk der in 13 Bauabschnitte unterteilten Staumauer wie vorgesehen aufgenommen und durchgeführt werden.

Zum wesentlichen Gelingen dieser außergewöhnlichen Abbruchmethode haben die Herren Dipl.-Ing. Winfried Rosenstock als Sprengingenieur aus Bückeburg und Herr Dipl.-Ing. W. J. Gerasch vom Curt-Risch-Institut der technischen Universität Hannover beigetragen.

Die neue Mauerkrone mit Hochwasserentlastung und Brücke

DIPL.-ING. HARALD GROTE*



1 Einleitung

Im Juli 1991 wurde vom Bauherrn, der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes, die Entscheidung getroffen, der ARGE Brüggemann/Oevermann den Zuschlag auf ein Nebenangebot (Bild 1 und 2) zu erteilen (siehe Beitrag 11).

Der folgende Beitrag befaßt sich mit einer technischen Beschreibung der ausgeführten Massivbauarbeiten an der Mauerkrone und beschreibt den Ablauf der Arbeiten in der festgesetzten Bauzeit von August 1991 bis April 1994.

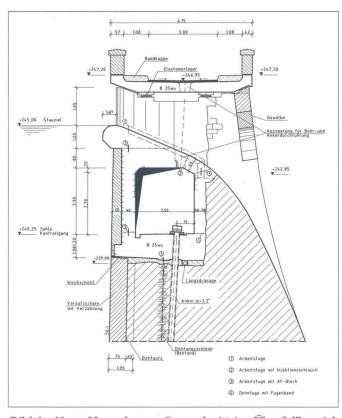


Bild 1: Neue Mauerkrone, Querschnitt im Überfallbereich

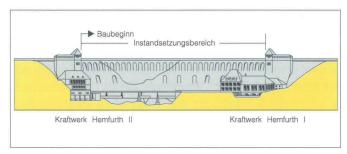


Bild 3: Ansicht von der Luftseite

* Baurat H. Grote, Sachbereichsleiter beim WSA Hann. Münden

2 Massivbauarbeiten

2.1 Überblick

Die Standsicherheitsberechnungen (siehe Beitrag 4 und 5) hatten erbracht, daß die Staumauer nur zwischen den Torhäusern durch Anker gesichert werden mußte. Deshalb erstreckten sich auch die übrigen Arbeiten im wesentlichen auf diesen Bereich (Bild 3).

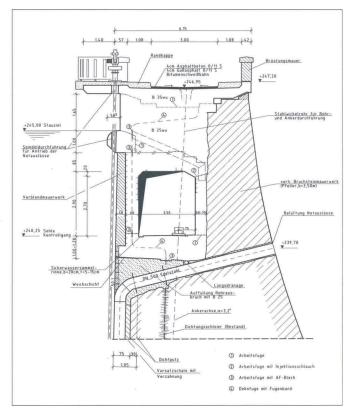


Bild 2: Neue Mauerkrone, Schnitt durch einen breiten Pfeiler

Nach Abschluß der Abbruch- und Räumungsarbeiten (siehe Beitrag 12) begann der Wiederaufbau der neuen Mauerkrone in folgenden Schritten (Bild 4):

- Ausgleichsbeton und Lastverteilungsbalken auf der Abbruchebene (1)
- Wände, Decke und "Überfallrücken" des neuen Kontrollgangs (2)-(4)
- Pfeiler (5)
- Brücke (6)
- Sandsteinbrüstungen (7)
- Straßenbauarbeiten (8)

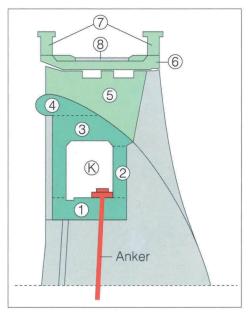


Bild 4: Querschnitt der Mauerkrone – Phasen des Wiederaufbaues



Bild 5: Gereinigte Abbruchflächen des ersten Blocks. An den vertikalen Flächen sind die Anker für einen Verbund mit der luftseitigen Wand des neuen Kontrollgangs zu sehen

Hinzu kamen die Überarbeitung der luftseitigen Mauerflächen und die Reaktivierung der Meß- und Kontrolleinrichtungen (siehe Beitrag 7) sowie der Blitzschutz.

Nachfolgend werden die einzelnen Bauphasen eingehend erläutert.

2.2 Ausgleichsbeton und Lastverteilungsbalken auf der Abbruchebene

Die Oberfläche der Abbruchebene hatte eine gute Beschaffenheit. Zusätzliche Maßnahmen (Verfüllen von größeren Ausbrüchen, Schlitzen o.ä.) waren nicht erforderlich. Nach gründlicher mechanischer Reinigung konnte der Ausgleichsbeton direkt aufgebracht werden.

Die wasserseitige "Schalung" bestand dabei aus Grauwacke-Bruchsteinen, die im Bereich der Vorsatzschale von der Abbruchkante bis UK Lastverteilungsbalken gemauert wurde. Durch Edelstahlanker wurde ein Verbund mit dem Ausgleichsbeton hergestellt (Bild 5).

Der Ausgleichsbeton aus B 25 wurde auf ganzer Breite in einer Stärke von i.M. 30 cm jeweils auf ganzer Blocklänge (ca. 18 m) in einem Arbeitsgang und ohne Fugen eingebaut. Der Anschluß zu dem jeweils folgenden Block bestand nur aus einer Arbeitsfuge. Insgesamt wurden so ca. 400 m³ Ausgleichsbeton ver-

Der geplante Dichtanschluß mit einer Klemmfugenbandkonstruktion an den vorhandenen wasserseitigen Dichtputz (siehe Bild 3 in Beitrag 11) erwies sich als nicht ausführbar. Zur Überwachung der Dichtigkeit der Fuge und zur Entspannung von eventuell durchsickerndem Stauwasser wurde im luftseitigen Bereich in den Ausgleichsbeton ein längslaufendes PVC-Dränrohr DN 150 im Kiesbett verlegt und nach oben durch eine 35 cm breite Schweiß-

bahn gegen den Beton des Lastverteilungsbalkens abgedichtet. In regelmäßigen Abständen sind Kontrollschächte zur Überwachung der Dränung angeordnet. Die Entwässerung der Schächte erfolgt durch PVC-Rohre zur Mauerluftseite. Sollten größere Undichtigkeiten auftreten, ist jederzeit eine Kontaktinjektion vom Kontrollgang aus möglich.

Der Lastverteilungsbalken wurde in ca. 18 m-Abschnitten (Blocklänge) als durchlaufende, stark bewehrte "Auflagerplatte" für die Ankerköpfe (Beitrag 16) hergestellt (Bild 6). 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 (Bild 8).

Die neue wasserseitige Verblendung aus Grauwacke-Bruchsteinen lagert auf einer ca. 25 cm auskragenden Stahlbetonkonsole des Lastverteilungsbalkens auf.



Bild 6: Ausgleichsbeton mit Dränrohr. Rechts Weichfaserplatten und Edelstahlwinkel für die Auflagerung der neuen Vorsatzschale. Im Hintergrund betonierter Lastverteilungsbalken

arbeitet.

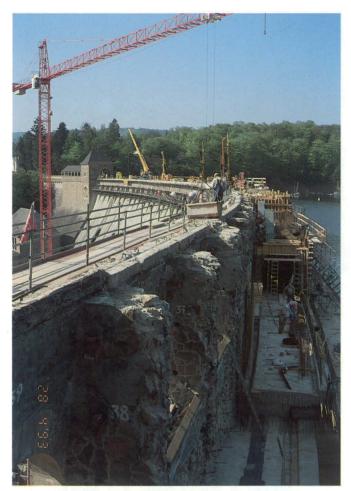


Bild 7: Blockweiser Wiederaufbau der neuen Mauerkrone. Vorn Ausgleichsbeton, in der Mitte der Lastverteilungsbalken, hinten Schalung und Bewehrung des Kontrollgangs

Im unteren Bereich wird die Verblendung (ca. 15 cm stark und ca. 50 cm hoch) durch einen Edelstahl-Winkel (150/350 mm) getragen, der durch angeschweißte Pratzen mit dem Beton verbunden ist. Um durch das Eigengewicht der neuen Mauerkrone und die später auftretenden Ankerkräfte keine zu großen Lasten in die vorhandene Vorsatzschale einzuleiten, wurde eine 3 cm starke Fuge mit einer verrottungsfesten Weichfaserplatte hergestellt (Bild 1 und Bild 6).



Bild 8: Lastverteilungsbalken mit luftseitiger Wand. Aufstellen der Schalung für die wasserseitige Wand und Kontrollgangdecke



Bild 9: Schalung und Bewehrung des Überfallrückens mit konischen Aussparungen für die Ankerdurchführung im Bereich der Decke und Stablwickelrohre in den Pfeilern

Die Sohle des Kontrollganges hat ein 1,5 %iges Gefälle, damit möglicherweise auftretendes Wasser (Kondenswasser o.ä.) über eine Rinne in die zuvor beschriebenen Kontrollschächte geleitet und von dort zur Mauerluftseite abgeführt werden kann. Längslaufende Arbeitsfugenbleche sollen einen dichten Anschluß zu den aufgehenden Stahlbetonwänden des neuen Kontrollganges gewährleisten (Bild 1).

Die Edelstahl-Belüftungsrohre (DN 500) der 8 Notauslässe wurden unterhalb des Lastverteilungsbalkens zur Luftseite geführt und im Unterbeton fixiert. Durch Kernbohrungen (D = 700 mm) wurden die dafür erforderlichen Öffnungen durch das Restmauerwerk geschaffen. Der Ringspalt zwischen Rohr und Mauerwerk wurde anschließend mit Zementmörtel verpreßt.

2.3 Wände und Decke des neuen Kontrollganges

Auf dem Lastverteilungsbalken erfolgte die weitere Herstellung des neuen Kontrollgangs in folgenden Betonierabschnitten (Bild 4 u. Bild 7):

- Luftseitige Wand (2)
- Wasserseitige wand einschl. Decke (3)
 - Überfallrücken mit wasserseitig auskragendender "Überfallnase" (4)

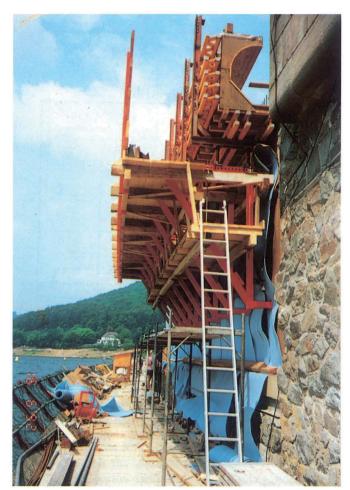


Bild 10: Schalung der "Überfallnase" (oben) mit Ausleger- und Arbeitsgerüsten. Die blauen Dämmstoffbahnen dienten zur Nachbehandlung der Betonflächen

Die ca. 2,70 m hohe luftseitige Wand hat eine Stärke von ca. 60 cm und wurde ebenfalls in ca. 18 m langen Abschnitten (Blocklänge) betoniert (Bild 9). Zur konstruktiven Anbindung des verbleibenden luftseitigen Mauerwerks an die neue Stahlbetonkonstruktion wurden insgesamt ca. 700 Stck. sogenannte "Perfo"-Anker (Bohrung 38 mm mit kunststoffbeschichtetem Betonstahl BST 500 S, Ø 20 mm) in einer Länge von 110 cm in Zementmörtel eingebaut (Bild 6 und Bild 9). Vorausgehende Eignungsprüfungen an den Ankern erbrachten max. Zugkräfte von über 150 KN im Mauerwerk des Restquerschnitts.

Die wasserseitige Wand und die Decke des Kontrollgangs wurden in einem Arbeitsgang betoniert, ebenfalls in Blocklänge. Zur späteren Durchführung der Bohrgestänge, Injektionspacker und Anker wurden in der Decke rechtekkige 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-Bruchsteinen konstruktiv gehalten wird.

Der letzte Betonierabschnitt des Kontrollgangs war der Überfallrücken mit der sogenannten "Überfallnase", die aus hydraulischen Gründen um ca. 60 cm zur Wasserseite hin auskragt (Bild 1 und Bild 10). Sowohl die Decke des Kontrollgangs als auch dieses Bauteil wurden in ihrer Linienführung durch die Modellversuche der BAW (siehe Beitrag 6) vorgegeben.

Der Zugang zu dem neuen Kontrollgang erfolgt vom rechten und vom linken Torhaus jeweils über eine Wendeltreppe, die in einem der Schächte für die Grundablaßschieber installiert wurde. Von diesem Schacht wurde ein Stollen durch das Mauerwerk bis zum neuen Kontrollgang aufgefahren (Bild 11).

2.4 Pfeiler

Im 5. Arbeitstakt wurden die neuen Pfeiler in derselben Breite und in derselben Anordnung wie im alten Zustand hergestellt (Bild 12). Durch eine Einteilung der neuen Mauerkrone in 13 Blöcke von je ca. 18 m Länge befindet sich jetzt

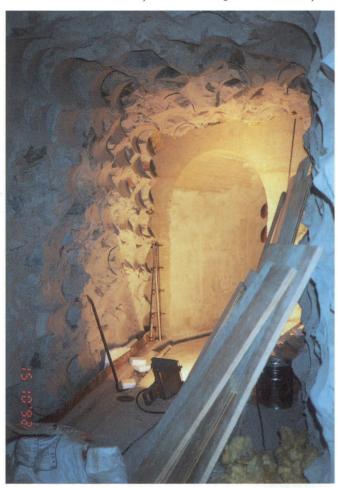


Bild 11: Durch Kernbohrungen hergestellter Stollen zwischen Schieberschacht im Torhaus und neuem Kontrollgang

jedoch in jedem breiten Pfeiler eine 3 cm breite Blockfuge, die mit einer verrottungsfesten Weichfaserplatte gefüllt ist. Die Pfeilerspitzen wurden durch Edelstahl-Formteile gegen Beschädigungen durch Treibzeug o.ä. geschützt. Die Anbindung an das verbleibende Restmauerwerk erfolgte durch das Anbetonieren und auch hier wie bei der luftseitigen Wand des Kontrollgangs mit "Perfo"-Ankern. Die beim Abbruch in den Randbereichen der alten Pfeiler gelösten Bruchsteine wurden nach dem Ausschalen durch neue Steine ersetzt, die ohne Fuge an die neuen Pfeiler gemauert wurden (Bild 13). Um einen dichten Anschluß an den Überfallrücken des Kontrollgangs zu gewährleisten, wurden umlaufende Arbeitsfügenbleche in die Übergangsbereiche eingebaut, die an den Stößen und Kreuzungen miteinander verschweißt wurden. Analog zur Aussparung in der Decke des Kontrollgangs

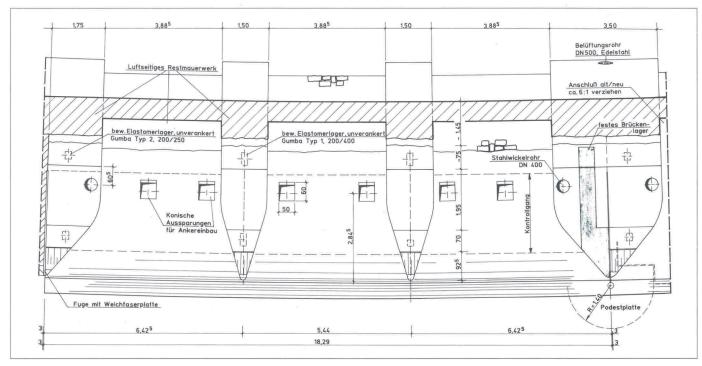


Bild 12: Geometrie und Anordnung der Neuen Pfeiler für einen Block (Grundriß)



Bild 13: Mauerwerk am Übergang alter/neuer Pfeiler. Oben Auflagerbank der neuen Brücke mit binterem Elastomerlager

wurden auch in den breiten Pfeilern entsprechende Stahlwickelrohre Ø 400 mm zur Durchführung der Bohrgestänge und der Anker angeordnet, die nach dem Einbau der Anker ausbetoniert wurden (Bild 9).

Eine der Forderungen des Denkmalschutzes bestand darin, die Ansichtsflächen der neuen Pfeiler möglichst der Mauerwerksstruktur anzupassen. Deshalb wurde die Schalung für die neuen Pfeilerflächen mit einer Strukturmatrize (Bild 13, 14, 15) belegt, die aus 3 Musterflächen ausgewählt wurde.

In einem der breiten Pfeiler (ca. in Mauermitte) wurde eine 2,0 x 2,0 m große Aussparung zur Beschickung des Kontrollgangs von der neuen Brücke vorgesehen. Im Zuge der Straßenbauarbeiten wird diese Aussparung durch ein Stahlbeton-Fertigteil verschlossen, kann aber über Aushebeösen im Bedarfsfall geöffnet werden.

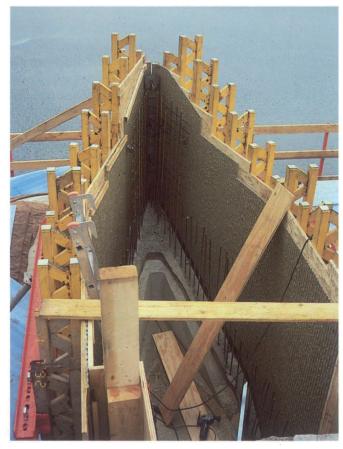


Bild 14: Schalung eines schmalen Pfeilers mit Strukturmatrize

2.5 Brücke über HW-Entlastung

Die neue Brücke aus schlaff bewehrtem Stahlbeton 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 (Bild 12 und Bild 15). Die Nischen in den neuen Pfeilern ermöglichen eine bessere Zugänglichkeit zu Unterhaltungszwecken und im Bedarfs-



Bild 15: Einbau der Brückenlager auf den Pfeilern. Im Hintergrund eine betonierte Brückenplatte mit wasserseitig auskragendem Podest

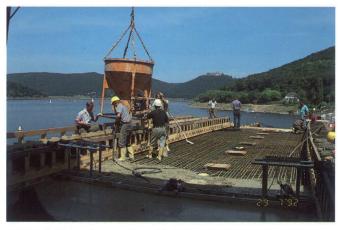


Bild 16: Betonieren einer Brückenplatte. In der Mitte bauzeitliche Aussparungen zum Durchführen der Bohrgestänge und Anker

fall auch ein leichteres Auswechseln der Lager. Wasserseitig ist die Brückenplatte voutenartig ausgebildet, um die Abführung des HQ₁₀₀₀ (siehe Beitrag 6) mit einem zusätzlichen Freibord zu gewährleisten (Bild 1). Auch in der Brückenplatte wurden Aussparungen vorgesehen, um Bohrgestänge, Injektionspacker und die Anker leicht in das Bauwerk einbringen zu können (Bild 16). Nach Abschluß der Bohr- und Ankerarbeiten wurden diese Aussparungen zubetoniert. Speziell vorgefertigte Fahrbahnübergänge mit austauschbaren Dichtungsprofilen wurden im Bereich jeder Blockfuge in Aussparungen eingebaut, die anschließend mit Zweitbeton verschlossen wurden.

Jeweils über den 12 breiten Pfeilern ragt eine halbrunde Stahlbeton-Podestplatte (r = 1,40 m) zur Wasserseite aus (Bild 2 und 15). Durch ein Geländer aus Stahlblech wird der Besucherverkehr auf der Wasserseite gesichert. Nur auf 8 der 12 Podeste befinden sich elektrische Antriebe für die Notauslässe, da im Bereich des Kriegsschadens beim Wiederaufbau der Mauer die vier zerstörten Notauslässe nicht wieder neu eingebaut wurden (siehe Beitrag 9).

3 Sandsteinbrüstungen

Die Sandsteinquader der wasser- und luftseitigen Mauerbrüstungen wurden schonend abgebrochen, zwischengelagert und möglichst viele nach einer gründlichen Reinigung und Aufarbeitung wieder originalgetreu aufgebaut (Bild 17). Die unbrauchbaren Stücke wurden durch neue Steine in gleicher Art und Größe ersetzt. Über spezielle Anker und Klammern wurden die einzelnen Werksteine untereinander und mit der Brückenplatte verbunden.



Bild 17: Wiederaufbau der wasserseitigen Mauerbrüstung

4 Straßenbauarbeiten

Im Bereich der Brücke über die HW-Entlastung, also zwischen den beiden Torhäusern, wurde folgender Straßenaufbau vorgesehen:

- Sandstrahlen und Reinigen der Stahlbeton-Brückenplatte
- Aufbringen einer Grundierung auf Epoxidharz-Basis mit Absandung
- Isolierung aus Bitumenschweißbahn bis zu den Brüstungsmauern

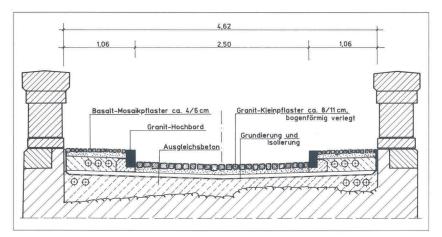


Bild 18: Fahrbahn und Gehwege außerhalb der Torhäuser

- Einschalen und Betonieren der Gehwegkappen, auch im Bereich der wasserseitigen Podeste
- 4 cm Gußasphalt 0/11 S
- 4 cm Asphaltbeton 0/11 S

Außerhalb der Torhäuser wurde der alte Fahrbahn- und Gehwegbereich abgebrochen und durch einen neuen Aufbau wie folgt ersetzt (Bild 18):

- ca. 20 cm Ausgleichsbeton
- Grundierung und Isolierung wie auf der Brücke
- Pflasterung der Fahrbahn aus Granit Natursteinen
- Mosaikpflaster aus Basalt im Bereich der Gehwegflächen
- Hochbord aus Granit Natursteinen

5 Überarbeitung der Maueransichtsflächen

5.1 Luftseitige Mauerflächen

Insgesamt mußten ca. 16.500 m² Ansichtsflächen des Mauerrückens in einer Bauzeit von 10 Monaten gründlich untersucht und instandgesetzt werden.



Bild 19: Mauerluftseite nach dem Entfernen des schadhaften Fugen- und Steinmaterials von fahrbaren Arbeitsbühnen aus

Die Natursteinmauerung war, selbst aus geringer Entfernung kaum sichtbar, in großen Bereichen schadhaft (Bild 19). Damit sich die sanierten Flächen später harmonisch in das gesunde Mauerwerk einfügten, mußte sowohl der neue Fugenmörtel als auch das ersetzte Natursteinmaterial weitest-

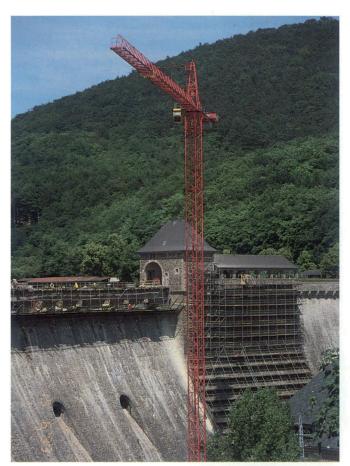


Bild 20: Linkes Torhaus mit Pergolahalle zur Überarbeitung eingerüstet

gehend dem Originalmaterial entsprechen. Die ausführende Firma legte daher zunächst eine Probefläche an, um die Form und das Aussehen der Fugenoberfläche, die Rauhigkeit und den Steinverbund beurteilen zu können.

Für den Bereich zwischen den beiden Torhäusern wurden drei fahrbare Arbeitsbühnen eingesetzt, die von dem luftseitigen Auslegergerüst zugänglich waren. Die Torhäuser und Pergolahallen und die Flächen unterhalb davon wurden vollständig mit einem Stahlrohrgerüst eingerüstet (Bild 20). Die Flächen von den Torhäusern bis zu den Mauerflanken wurden im Regiebetrieb des Außenbezirkes Edertal überarbeitet.

In einem ersten Arbeitsgang wurde das Mauerwerk untersucht, grob mit Wasserdruck vorgereinigt, loses Fugenmaterial entfernt sowie die Instandsetzungsbereiche festgelegt.

In einem weiteren Arbeitsgang wurden die schadhaften Mörtelfugen bis zu 8 cm Tiefe ausgestemmt, minderfeste Natursteine entfernt und neue Steine eingesetzt.

Schwerstarbeit hatten auch die Arbeitsbühnen zu leisten. Bis zu zehnmal täglich fuhren sie ins Tosbecken hinunter, um Ausstemmaterial abzuladen bzw. neue Natursteine für den Einbau aufzunehmen. Die Fugen wurden im Trockenspritzverfahren verfüllt. Ein Mörtelsilo bediente parallel zwei Spritzmaschinen. Druckleitungen förderten den Fugenmörtel an die Einbaustelle. Viel Geschick und Erfahrung waren beim Spritzen des traßhaltigen Fugenmaterial nötig, damit nur die wirklich benötigten Mengen die Fugen füllten (Bild 21). Bereits kurz nach dem ersten Abbinden des Mörtels erfolgte als Nachbehandlung eine Reinigung der Sanierungsfläche per Rotordüse mit 150 - 230 bar Wasserdruck.



Bild 21: Verfüllen der freigelegten Fugen im Trockenspritzverfahren

Zur Nachbehandlung wurden die Fugen je nach Witterung mit gewässerten Jutebahnen abgedeckt. Zum Abschluß erfolgte eine Endreinigung mit Wasserstrahl über die gesamte Fläche von oben nach unten.

5.2 Wasserseitige Mauerflächen

Auch die Flächen außerhalb des eigentlichen Instandsetzungsbereiches, also von den Torhäusern bis zu den Mauerflanken, wurden vollständig eingerüstet und nach demselben Verfahren wie auf der Luftseite überarbeitet. Da nur oberhalb des bauzeitlichen Stauziels gearbeitet werden konnte, wurden nur insgesamt ca. 1.500 m² Mauerwerksflächen erfaßt. Gleichzeitig wurden auch umfangreiche Sicherungsarbeiten an den Konsolen und Gewölben der Torhäuser und Pergolahallen durchgeführt.

6 Ablauf der Arbeiten und Geräteeinsatz

Aufgrund 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 (siehe Bild 3) wurde dabei in 13 Blöcke von je ca. 18 m Länge unterteilt. Am rechten Torhaus der Staumauer (Hemfurther Seite) wurde begonnen, indem blockweise zunächst der Abbruch erfolgte und anschließend mit dem Wiederaufbau fortgefahren wurde (Bild 22 und Bild 23). Es ergab sich durch dieses Taktverfahren eine sogenannte "Linienbaustelle", die bis zum linken Torhaus fortgeführt wurde.

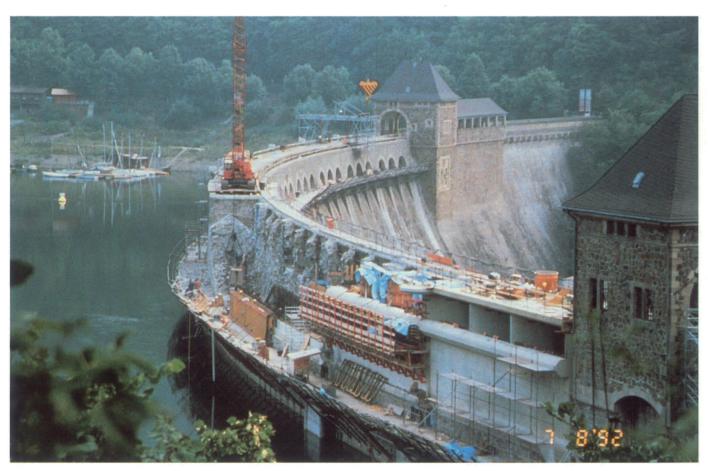


Bild 23: Abbruch und Wiederaufbau in 18 m-Abschnitten

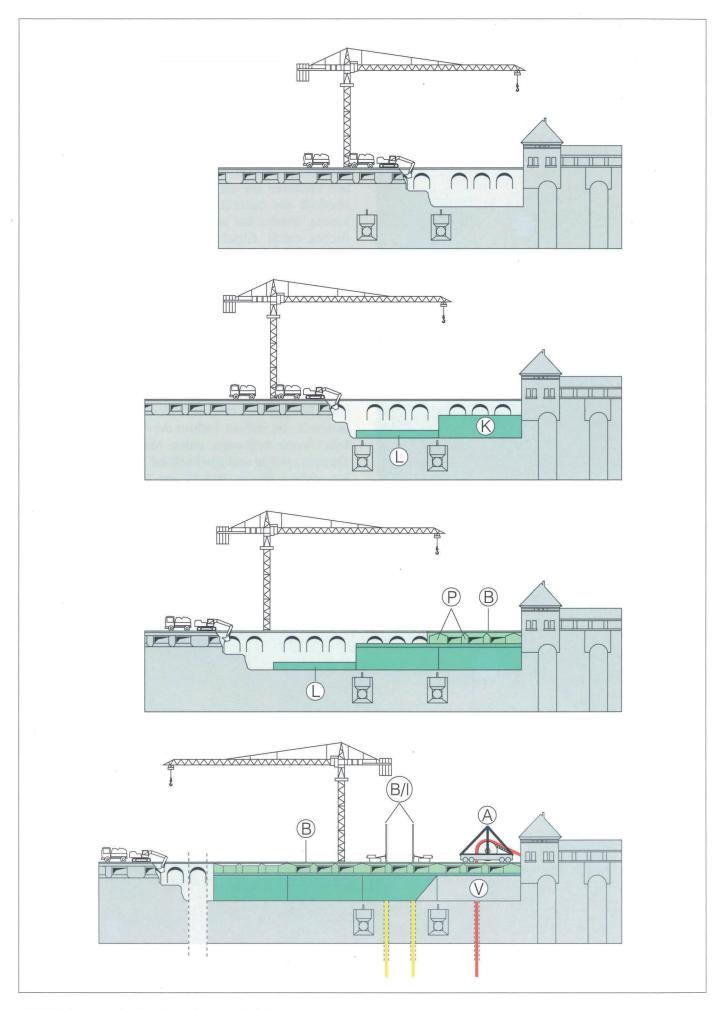


Bild 22: Phasen des Wiederaufbaues der Mauerkrone



Bild 24: Montage des Auslegergerüstes auf der Mauerluftseite mit Hilfe eines fahrbaren Hängegerüstes

Zunächst wurden über ein fahrbares Hängegerüst von der Mauerkrone aus die wasser- und luftseitigen Auslegergerüste an der Staumauer befestigt (Bild 24). Auf diesen Auslegergerüsten wurden dann nach den Abbrucharbeiten die Schutz- und Arbeitsgerüste bis zur Mauerkrone errichtet, um die weiteren Stahlbeton- und Mauerwerksarbeiten durchführen zu können.

Die 8 Antriebe für die Notauslässe wurden vor den Abbrucharbeiten auf Höhe der Auslegergerüste verlegt und nach Wiederaufbau eines Blockes auf der Podestplatte der neuen Brücke installiert. Ein Zwangspunkt war dabei, daß zur Wasserbewirtschaftung immer nur ein Notauslaßantrieb umgebaut und somit außer Betrieb gesetzt werden durfte.

Die Beschickung der Baustelle konnte nur von einer der beiden Staumauerflanken und über die zwei im Tosbecken angeordneten Turmdrehkräne (Wolff WK 192 SL) mit einer maximalen Ausladung von 60 m und einer größten Hakenhöhe von 69 m erfolgen.

Für den Abtransport des Abbruchgutes wurde ein Seilbagger (DEMAG B 410 LCB) mit 21 m Ausladung eingesetzt, der das Material (Stahlbetonbrücke und Grauwacke-Bruchsteinmauerwerk) auf zwei 33 t-LKW lud, die im Wechsel zwischen Abbruchstelle und Deponie bzw. Zwischenlager verkehrten. Der Beton einschl. Bewehrung der alten Brücke wurde recycelt, das Mauerwerk bis zum Einbau in das Tosbecken (siehe Beitrag 21) auf einer nahegelegenen Fläche zwischengelagert.

Die gesamte Betonmenge für die neue Mauerkrone von rd. 4.600 m³ wurde mittels Kran und Betonkübel eingebaut. Die Anlieferung erfolgte von dem ca. 10 km entferntem Betonwerk Edertal.

Nach Fertigstellung der Brückenplatten auf den ersten beiden Blöcken, konnten die Bohr- und Injektionsarbeiten beginnen.

Für die nach dem sog. "Pilgerschrittverfahren" herzustellenden Bohrungen (siehe Beitrag 16) wurden folgende Geräte eingesetzt:

Kernbohrungen (D = 146 mm) und Aufbohren der injizierten Bohrungen:

Zwei vollhydraulische Bohrgeräte mit Kraftdrehkopf, Raupenfahrwerk und Verrohrungsdrehtischen zum Niederbringen und Ziehen der Bohrrohre.

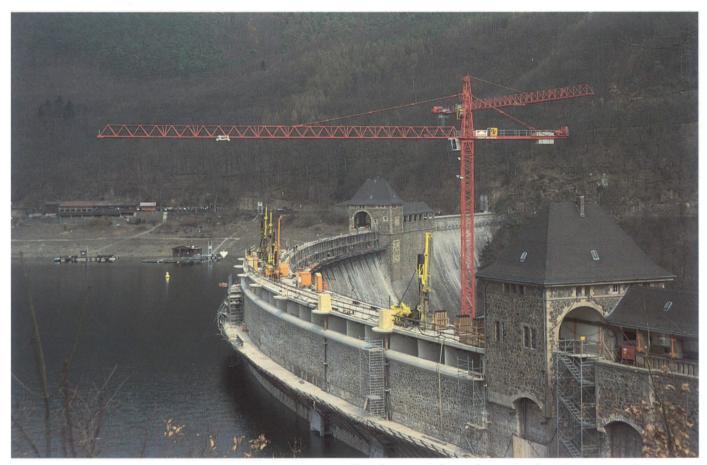


Bild 25: Neue Mauerkrone mit wasserseitiger Bruchsteinverblendung und den Bohr- und Ankerarbeiten von der neuen Brücke aus

Injektionen:

Bohrgerät mit sehr schmalem Raupenfahrwerk und Trommeleinrichtung für die Injektionsschläuche, damit ein Umfahren der Kernbohrgeräte auf der Brücke für das Injizieren nach dem "Pilgerschrittverfahren" möglich war.

Aufweiten der Bohrungen auf D = 273 mm und für die WD-Tests:

Ein vollhydraulisches Bohrgerät, vergleichbar mit einem Kernbohrgerät, für das Bohren nach dem "Imlochhammer"-Verfahren.

Die Geräte wurden zeitweise im Mehrschichtbetrieb eingesetzt, um den geplanten Baufortschritt einhalten zu können.

Der Einbau der Anker erfolgte mit Hilfe eines 45 t-Autokrans und eines speziell gefertigten Stahlrahmens mit Laufrollen, über den die Anker behutsam in das vorbereitete Bohrloch geführt wurden (Bild 26).



Bild 26: Einbau eines Ankers mit Hilfe eines Autokrans

Der Bauablauf von Beginn der Arbeiten im August 1991 bis zur Fertigstellung im April 1994 ist anhand eines Balkendiagramms auf Bild 27 dargestellt.

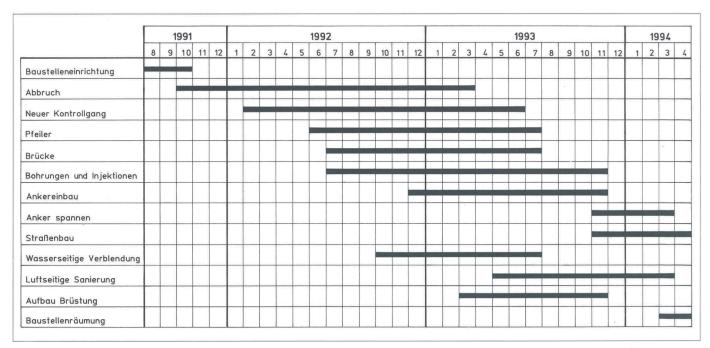


Bild 27: Bauablauf

Beton- und Stahlbetonarbeiten – Qualitätssicherung vor und während der Bauausführung

DIPL.-ING. OTTOKAR HALLAUER*

1 Leistungsbeschreibung für die Beton- und Stahlbetonarbeiten

Die Leistungsbeschreibung für die Beton- und Stahlbetonarbeiten wurde von dem Ingenieurbüro Salveter, Netphen, in Zusammenarbeit mit dem WSA Hann. Münden und der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, aufgestellt.

Herzustellen waren folgende Bauteile aus Beton bzw. Stahlbeton

- Lastverteilungsbalken B 25
- Überlaufkrone mit Kontrollgang B 25
- Brückenpfeiler B 25
- Brückenplatte B 35
- Kappenbeton B 25

Als wesentlichste Anforderungen an die Ausgangsstoffe und die Betone sind zu nennen

- Zement mit niedriger Wärmeentwicklung
- Zuschlag mit hohem Widerstand gegen Frost bei starker Durchfeuchtung - eFT - mit einem Durchgang durch das maßgebende Prüfsieb ≤ 1,0 M.-% bei Prüfung nach DIN 4226,
- Luftporen (LP)-Beton für die durch die Witterung stark belasteten Bauteile bis auf die Brückenplatte
- LP-Beton mit hohem Frost-Tausalzwiderstand für die Brückenkappe
- Wasserzementwert ≤ 0.50
- Ausbreitmaß 38 cm + 2 cm
- LP-Gehalt $\geq 4.0 \text{ Vol.-}\%$
- Wassereindringtiefe ≤ 3,0 cm

Zusammensetzung der Betone und Eignungsprüfungen

Aus den vorgenannten Vorgaben wurden für die drei einzubauenden Betonsorten folgende Zusammensetzung festgelegt:

Konstruktionsbeton B 25 - LP

320 kg/m³ Hochofenzement Z 35 L, Fa. Milke, Geseke 30 kg/m³ Steinkohlenflugasche HIB 30-S-B/E

Fa. Hibernia, Kraftwerk Scholven, Block B bis E

1779 kg/m³ Kiessand 0/32 mm aus:

37 % 0/2a mm Wabern-Niedermöllrich

12 % 2/8 mm Edertal-Mehlen

29 % 8/16 mm Edertal-Mehlen

22 % 16/32 mm Wabern-Niedermöllrich (Sieblinienbereich nahe B 32, Körnungsziffer 4,5)



165 kg/m³ Leitungswasser

0,50 % ISOLA - Betonverflüssiger

(Bezug Zementgewicht)

0,15 % ISOLA - LP A.E.A. (Bezug Zementgewicht)

Konstruktionsbeton B 35

360 kg/m³ Portlandzement Z 35 F, Fa. Milke, Geseke 1819 kg/m³ Kiessand 0/32 mm

Grubensand, Wabern-Niedermöllrich Flußkies, Edertal-Mehlen (prozentuale Anteile wie vor)

180 kg/m³ Leitungswasser

0,50 % ISOLA - BV (Bezug Zementgewicht)

Kappenbeton B 25 - LP

330 kg/m³ Portlandzement Z 35 F, Fa. Milke, Geseke 1819 kg/m³ Kiessand 0/32 mm

Grubensand, Wabern-Niedermöllrich Flußkies, Edertal-Mehlen (prozentuale Anteile wie vor)

165 kg/m³ Leitungswasser

0,50 % ISOLA BV, (Bezug Zementgewicht)

0,20 % ISOLA LP A.E.A., (Bezug Zementgewicht)

Die Eigenschaften dieser Betone wurden im Rahmen einer Eignungsprüfung durch die Amtliche Baustoff- und Betonprüfstelle der Gesamthochschule Kassel (GhK) im Auftrag der Arge Ederstaumauer untersucht. Stichprobenartige Untersuchungen dieser Betone wurden durch die Baustoffprüfstelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe durchgeführt.

Der Prüfumfang der GhK war umfangreich. Neben den Frischbetonkenndaten wie

- Ausbreitmaß
- Luftporengehalt
- Rohdichte

wurden als Festbetonkenndaten

- Druckfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit
- Zugfestigkeit
- E-Modul
- Wassereindringtiefe
- Widerstand gegen Frost

bestimmt. Die Einzelmessungen erfolgten zeitabhängig, so daß für jede Betoneigenschaft ein Mehrfaches an Probekörpern herzustellen war. Für den Konstruktionsbeton B 25 – LP mußten insgesamt 2 x 400 dm³ Beton hergestellt werden.

^{*} Baudirektor O. Hallauer, Referatsleiter Baustoffe in der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

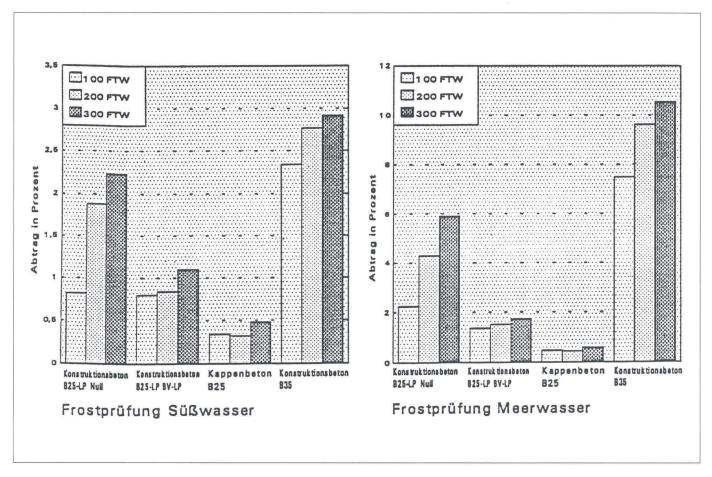


Bild 1: Prozentualer Abtrag in Abbängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel (FTW)

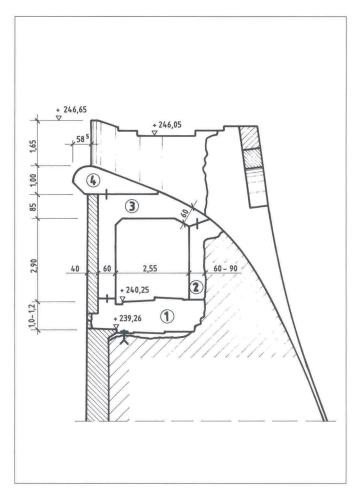


Bild 2: Betonierabschnitte

Die wesentlichsten Betoneigenschaften sind in den Tafeln 1 bis 6 zusammengestellt. Aufgenommen in diese Darstellungen sind sowohl die Prüfergebnisse der BAW als auch die der GhK. Zusätzlich wurde eine Rührmischung durch die BAW untersucht, um die Veränderungen der Betoneigenschaften beim Transport von dem Herstellwerk zu der Baustelle abschätzen zu können. Hierbei wurde der Beton in einem geschlossenen Mischgefäß mit einer Geschwindigkeit von 3 bis 4 Umdrehung pro Minute gerührt. Die Basis der Untersuchungen stellt die Nullmischung ohne jegliche Zusatzmittel dar. Bei dieser Nullmischung mußte der Wassergehalt auf 175 kg/m³ erhöht werden, um die Ausgangskonsistenz mit einem Ausbreitmaß von rd. 40 cm zu erreichen. Der Wasserzementwert erhöhte sich auf rd. 0,53.

Auffallend war bei diesen Untersuchungen die deutlichen Unterschiede in der Ausgangskonsistenz der verschiedenen Betone. Offensichtlich war die verflüssigende Wirkung der der BAW zur Verfügung gestellten Probe des Verflüssigers ISOLA-BV stärker als die bei der GhK verwendeten Probe des gleichen Verflüssigers. Im Untersuchungszeitraum von 90 Minuten steiften alle Betone mehr oder weniger ausgeprägt an.

Trotz gleicher Dosierung des Luftporenbildners ISOLA - LP wurden unterschiedliche Luftporengehalte gemessen. Die Stabilität der Luftporen in Abhängigkeit von der Zeit war uneinheitlich. Tendenziell ist eine Abnahme des Luftporengehaltes festzustellen, der besonders ausgeprägt bei der Rührmischung war. Innerhalb des Untersuchungszeitraumes von 90 Minuten nahm der Luftporengehalt von 4,8 Vol.-% auf 2,7 Vol.-% ab. Gleichzeitig nahm die Frischbetonrohdichte von 2,258 kg/dm³ auf 2,343 kg/dm³ zu.

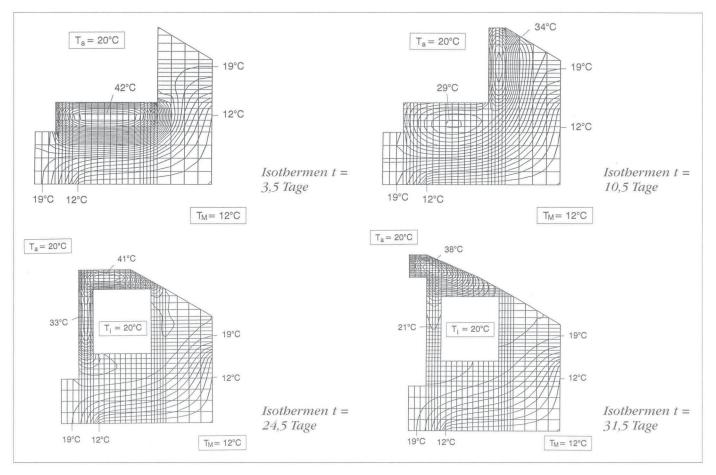


Bild 3: Isothermen nach der Berechnung von Kätzig und Partner, Bochum Ta = Außentemperatur, Ti = Innentemperatur, $T_m = Mauerwerkstemperatur$

Die vorgegebenen Festigkeitsklassen B 25 bzw. B 35 waren bereits unter Beachtung eines Vorhaltemaßes bei allen Betonen nach 28 Tagen sicher erreicht. Druckfestigkeitsunterschiede zwischen den Prüfungen der GhK und der BAW lagen im Streubereich, so daß keine weitere Ursachenforschung über das unterschiedliche Konsistenzverhalten angestellt wurde. Gegenüber dem Nullbeton trat durch die eingeführten Luftporen ein Festigkeitsabfall ein. Einen deutlichen Zusammenhang zwischen Luftporengehalt und Druckfestigkeit zeigte die Rührmischung; der Beton mit dem niedrigeren Luftporengehalt hatte eine höhere Druckfestigkeit.

Die Bestimmung der Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit ergab eine Festigkeitszunahme in Abhängigkeit von der Zeit.

Hinzuweisen ist auf die Meßwerte des Elastizitätsmoduls, bereits im Alter von 3 Tagen waren 80 % des Rechenwertes für die Festigkeitsklasse B 25 (30.000 N/mm²) erreicht.

Die Anforderungen an die Wasserundurchlässigkeit mit einer maximalen Wassereindringtiefe von 3,0 cm wurden eingehalten, die Prüfwerte der BAW waren stets größer als die der GhK.

Der Widerstand gegen Frost wurde nach zwei verschiedenen Verfahren untersucht. Die GhK untersuchte nach dem Vorläufigen Merkblatt des Bundesverbandes der Deutschen Beton- und Fertigteilindustrie aus dem Jahre 1979 "Überprüfung von Betonerzeugnissen aus Beton mit dichtem Gefüge für den Straßenbau auf Frost-Tausalz-Widerstandsfähigkeit" die Betonoberflächen der Betone und kam zu dem Schluß,

daß der Konstruktionsbeton B 25 - LP und der Kappenbeton B 25 eine hohe Frost-Tausalz-Beständigkeit aufweist, während der Konstruktionsbeton B 35 diesem Kriterium nicht genügt. Die BAW wandte das Naßfrostverfahren an, wobei die Reststücke der Wasserundurchlässigkeitsprüfung zur Hälfte in Süßwasser oder künstliches Meerwasser so eintauchten, daß sich bei der Befrostung um die Probekörper ein Eismantel bildete. Nach jeweils 25 Frost-Tau-Wechseln wurde der Volumenverlust durch Unterwasserwägung ermittelt. Aus der Ergebnisdarstellung im Bild 1 ist ersichtlich, daß die LP-Betone stets unabhängig von dem Prüfmedium einen höheren Widerstand gegen Naßfrost aufweisen als die Betone ohne künstliche Luftporen. Der Konstruktionsbeton B 35 und der Konstruktionsbeton B 25 als Nullmischung haben keinen ausreichenden Frostwiderstand im Meerwasser, da der Volumenverlust > 5 % ist.

3 Überlegungen zur Minimierung der Spannungen aus Zwang

In den Ausschreibungsbedingungen war gefordert, daß durch die entstehende Hydratationswärme möglichst geringe Zwangsspannungen im Beton auftreten sollten. Deshalb wurde der Kontrollgang in 4 Betonierabschnitte unterteilt (siehe Bild 2). Die Ingenieurgesellschaft für Bautechnik Krätzig und Partner, Bochum, hat im Auftrag der Arge Ederstaumauer die aus dem abbindendem Beton resultierenden Temperaturen und Spannungen berechnet. Die Berechnungen erfolgten nach der Finite Element Methode mit dem Programmsystem FEMAS.

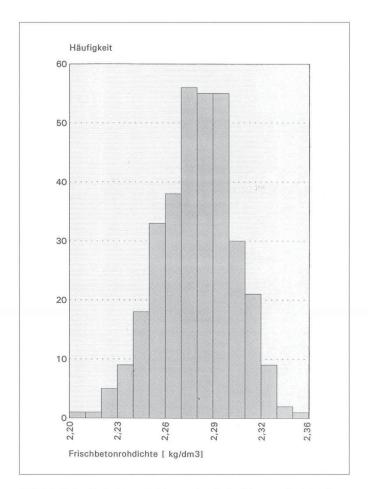


Bild 4: Häufigkeitsverteilung der Frischbetondichte für den Kontruktionsbeton B 25 -LP

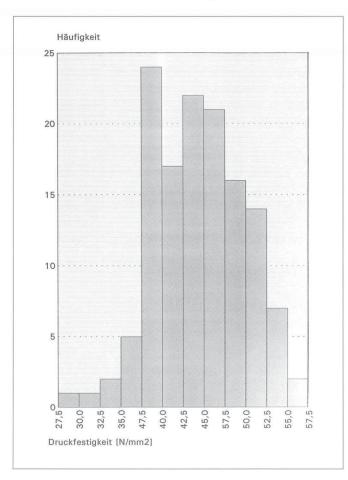


Bild 6: Häufigkeitsverteilung der Betondruckfestigkeit nach 56 Tagen für den Konstruktionsbeton B 25-LP

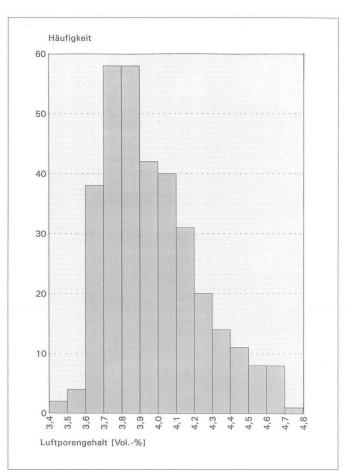


Bild 5: Häufigkeitsverteilung der Luftporengehalte für den Kontruktionsbeton B 25 -LP

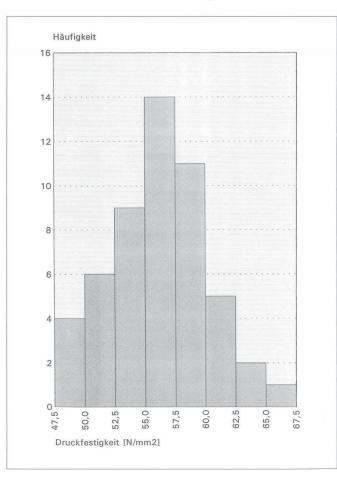


Bild 7: Häufigkeitsverteilung der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen für den Konstruktionsbeton B 35

Die notwendigen Ausgangskennwerte für die Betoneigenschaften wurden den Eignungsprüfungen der GhK und der BAW entnommen. So die Zugfestigkeitsentwicklung und die entstehende Hydratationswärme, die durch die BAW in einem adiabatischen Betonkalorimeter mit 8 dm³ Betoninhalt gemessen wurde. Nach 7 Tagen hatte der Zement eine Hydratationswärme von 300 J/g.

Die Berechnung der Temperaturverläufe und der auftretenden Spannungen folgte dem Arbeitstakt. Im ersten Berechnungsschritt wurde die Herstellung des Lastverteilungsbalkens simuliert, anschließend das Betonieren der luftseitigen Wand (2. Abschnitt), es folgte in den vorgegebenen Zeitabschnitten das Herstellen der wasserseitigen Wand und der Decke (3. Abschnitt) und schließlich das Betonieren des Überlaufes (4. Abschnitt). Die Ergebnisse der Temperaturberechnung wurden durch den Verlauf der Isothermen zu ausgewählten Zeitpunkten dargestellt (Bild 3). Nach diesen Berechnungen liegen die Maximaltemperaturen im Kern, die etwa 3 Tage nach Betonierbeginn der jeweiligen Abschnitte auftreten, deutlich unter den Temperaturen bei adiabatischen Verhältnissen. Neben dem Wärmeabfluß über die Außenflächen wird ein großer Teil der Hydratationswärme über das angrenzende Mauerwerk und die bereits abgekühlten Betonbereiche abgeleitet. Dieser günstige Zustand führt dazu, daß die größte rechnerische Hauptzugspannung von 1,6 N/mm², die im Übergangsbereich zwischen dem 3. und 4. Betonierabschnitt nach 4 Tagen auftritt, schadlos aufgenommen werden kann, da die Zugfestigkeit des Betons zu diesem Zeitpunkt bereits über 2,0 N/mm² beträgt.

Zur Verifizierung dieser theoretischen Überlegungen wurden Temperaturmessungen in den Betonierabschnitten 1, 3 und 4 durchgeführt. Hierbei ergaben sich die folgenden maximalen Temperaturen, die den berechneten Temperaturen gegenübergestellt werden:

Bauwerksme	essung		
Betonier- abschnitt	Ausgangs- temperatur	Maximal- temperatur	Temperatur- anstieg
1	14 °C	36,4 °C	22,4 °C
3 Wand Decke	22 °C 22 °C	48,3 °C 45,5 °C	26,3 °C 23,5 °C
4	22 °C	47,0 °C	25,0 °C

Rechenwert	te		
Betonier- abschnitt	Ausgangs- temperatur	Maximal- temperatur	Temperatur- anstieg
1	20 °C	42 °C	22 °C
3 Wand Decke	20 °C 20 °C	33 °C 41 °C	13 °C 21 °C
4	20 °C	38 °C	18 °C

Im Betonierabschnitt 1 liegt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung vor. Etwa gleiche Größenordnung der Messung und Rechnung sind in der Decke im Betonierabschnitt 3 aufgetreten. Hingegen wird die Wandtemperatur in Abschnitt 3 und die Temperatur in der Überlaufnase zu gering errechnet. Das Betonieren der Überlaufnase erfolgte bei Tagestemperaturen bis 28 °C, so daß ein Wärmeabfluß in dem angenommenen Umfang sicherlich nicht möglich war. Unbefriedigend ist das Rechenergebnis für die wasserseitige Wand. Möglicherweise lag die Temperatur im Kontrollgang über 20 °C wie im Rechenmodell angenommen. Ein Einfluß ist auch durch die sehr schnelle Hydratation denkbar, nach 2 Tagen ist bereits über 2/3 der Wärmemenge entstanden.

In den ersten beiden Blöcken sind Haarrisse in dem Lastverteilungsbalken, den luft- und wasserseitigen Wänden und der Kontrollgangsdecke entstanden. Hauptursache war die Zwangsbeanspruchung durch das Anbetonieren an das Mauerwerk und/oder den vorhergehenden Betonierabschnitt. Hinzu kommen die vorgegebene Blocklänge von 18 m und erhöhte Frischbetontemperaturen. Durch die Erhöhung des Bewehrungsgrades in den Abschnitten 1 und 3 und der Begrenzung der Frischbetontemperatur auf max. 20 °C wurde in den weiteren Betonierabschnitten die Rissneigung deutlich herabgesetzt. Risse ≥ 0,2 mm wurden durch Injektionen mit Feinstzement geschlossen.

4 Ergebnisse der Güteprüfung und Vergleich zu den Eignungsprüfungen

Das firmeneigene Labor für die B II - Baustelle überwachte folgende Eigenschaften des Betons:

am Frischbeton

- Temperatur
- Konsistenz
- Rohdichte
- Luftporengehalt
- Wasserzementwert

am Festbeton

- Rohdichte
- Druckfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit
- Zugfestigkeit
- Wasserundurchlässigkeit

Als Prüfrahmen war für die einzelnen Betonierabschnitte vorgegeben:

Anzahl de	r Prüfkörpe	r		
Betonier- abschnitt	Druck- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	Zug- festigkeit	Wasserun- durchlässigkeit
1	2	1	1	1
2	1	-		-
3	3	1	1	1
4	2	1	1	1
5	2	-	-	=

Art der Prüfung	Prüfung o	Prüfung durch		Prüfzeitpunkt in Minuten				
			0	10	45	90		
Frischbetontemperatur	GHK	1.Misch.	20	20	22			
in °C		2.Misch.	19	21,5	22	7.50		
	BAW	Null		16,6	15,4	13,0		
		BV,LP	***	18,7	18,9	17,7		
		Rühren	555	20,2	20,0	20,3		
Ausbreitmaß	GHK	1.Misch.	502	38	34	***		
in cm		2.Misch.	***	41,5	36,5			
	BAW	Null	***	40,5	36,5	34,5		
		BV,LP	1998	53,5	47,0	41,5		
		Rühren		40,0	43,0	36,5		
Frischbetonrohdichte	GHK	1.Misch.	2,202	2,241	2,250	***		
in kg/dm³		2.Misch.		2,207	2,288	122		
	BAW	Null	210	2,374		uau:		
		BV,LP	***	2,279	2,268	2,305		
		Rühren		2,258	2,304	2,343		
Luftporengehalt	GHK	1.Misch.	122	5,4	4,6			
in Vol%		2.Misch.		7,5	6,8	4,9		
	BAW	Null		0,7	***			
		BV,LP		4,2	4,9	3,9		
		Rühren	***	4,8	4,0	2,7		

Tafel 1: Frischbetonkennwerte Konstruktionsbeton B 25-LP

	Prüfung				Prüfalter	in Tagen		
	durch		3	7	14	28	56	90
Festbeton-	GHK	1.Misch.	2,324	2,308	2,288	2,282		***
rohdichte in kg/dm³		2.Misch.		See	***	2,254	2,254	2,262
iii kg/aiii	BAW	Null		2,389		2,335	2,325	244
		BV,LP	1555.	2,301	7771	2,260	2,258	144
		Rühren		(466)	***	2,242	2,303°	***
Druck- festigkeit in N/mm²	GHK	1.Misch.	18,8	25,3	31,7	38,8	(444)	9995
		2.Misch.			200	39,0	43,7	47,2
	BAW	Null	220	29,8	224	43,7	50,3	***
		BV,LP	New	24,1	3000	38,0	43,3	6665
		Rühren		1999	222	35,5	45,0°	2005
tiefe	GHK	2.Misch.	***	(000)	200	0,26	0,9	775
	BAW	Null.	***	(449)	***	1,3	3,3	
		BV,LP		12201	222	2,6	3,0	200

* Prüfung nach 28 Tagen, Herstellen nach Rübrzeit von 90 Minuten Tafel 2a: Festbetonkennwerte Konstruktionsbeton B 25-LP

Art der Prüfung	Prüfung							
	durch		3	7	14	28	56	90
Festbeton-	GHK	1.Misch.	1000	200		1000	755	555
rohdichte in kg/dm ³		2.Misch.		(888)	***	. esen	(888)	PR# [
	BAW	Nuil	1500	72227	1000	2,375	2,376	2007
		BV,LP	ienn	1888		2,306	2,307	
	Rühren		(800)	***		(888)	PRE	
Spaltzug- festigkeit in N/mm²	1.Misch.	1,9	2,7	2,7	1982	(2007)	100	
		2.Misch.		(666)		3,2	3,3	3,9
	BAW	Null	3888	***	***	3,00	3,57	2000
		BV,LP	244	1000	225	2,58	3,27	NAME:
		Rühren	***	12027	***	544	7444	222
Zugfestigkeit	GHK	1.Misch.	2,0	2,1	2,5	.eee	***	
in N/mm²		2.Misch.	1944	(444)		2,6	2,9	3,1
E-Modul	GHK	1.Misch.	24990	26750	28340	1000	19951	200
in N/mm²		2.Misch.	***	(200)		30030	29800	30700

Tafel 2b: Festbetonkennwerte Konstruktionsbeton B 25-LP

Art der Prüfung	Prüfung	Prüfzeitpunkt in Minuten					
	durch	0	10	30	45		
Frischbetontemperatur	GHK		19	-22	1444		
in °C	BAW		17,5	17,7	16,0		
Ausbreitmaß	GHK	38,5	42,0	RES.	38,0		
in cm	BAW	888	60,0	55,5	59,0		
Frischbetonrohdichte	GHK		2,389		2,395		
in kg/dm³	BAW		2,389	PH-	2,376		
Luftporengehalt in Vol%	GHK	-		7.00	1,0		
	BAW	0,8	222		1929		

Tafel 3: Festbetonkennwerte Konstruktionsbeton B 35

Art der Prüfung	Prüfung	Prüfzeitpunkt in Tagen					
	durch	3	7	14	28		
Festbetonrohdichte	GHK	2,363	2,370	2,350	2,355		
in kg/dm ³	BAW	***	2,383	(500)	2,356		
Druckfestigkeit in N/mm²	GHK	32,7	44,6	50,8	58,4		
	BAW		(10,5)	***	58,2		
Festbetonrohdichte in kg/dm ³	GHK		***	202	***		
	BAW		222		2,392		
Spaltzugfestigkeit	GHK		1888	***	3,40		
in N/mm²	BAW			***	3,17		
Wassereindringtiefe	GHK			***	1,6		
in cm	BAW		1222	202	2,2		
Zugfestigkeit in N/mm²	GHK	***	(144		2,70		
E-Modul in N/mm²	GHK		1202		32200		

Tafel 4: Festbetonkennwerte Konstruktionsbeton B 35

Art der Prüfung	Prüfung		Prüfzeitpunkt in Minuten				
	durch	0	10	45	90		
Frischbetontemperatur	GHK		19	20			
in °C	BAW		19,8	18,2	16,1		
Ausbreitmaß	GHK	38,0	41,5	40,0	35,0		
in cm	BAW		62,0	55,0	46,0		
Frischbetonrohdichte	GHK		2,296	2,272	(888)		
in kg/dm³	BAW	100	2,306	2,278	2,295		
Luftporengehalt	GHK		4,8	5,5			
in Vol%	BAW		4,6	5,0	4,6		

Tafel 5: Frischbetonkennwerte des Kappenbetons B 25

Art der Prüfung	Prüfung		Prüfzeitpunkt in Tagen						
	durch	3	7	14	28	56			
Festbetonrohdichte	GHK	2,259	2,258	2,246	2,239	2,217			
in kg/dm ³	BAW		2,269	(###)	2,253	***			
Druckfestigkeit	GHK	23,8	30,8	37,2	39,4	40,8			
in N/mm²	BAW		32,4	10007	38,6	242			
Festbetonrohdichte	GHK		(9044)	(464)	***				
in kg/dm ³	BAW		(866)	(278)	2,289				
Spaltzugfestigkeit	GHK	***	3,00	2,96	3,27	3,12			
in N/mm²	BAW	***		(4004)	3,03	-			
Wassereindringtiefe	GHK			2,5550	1,3				
in cm	BAW			1999	2,0	200			

Tafel 6: Festbetonkennwerte des Kappenbetons B 25

Konstruktionsbeton		B 2 5 - L P	B 3 5
Ausbreitmaß	cm	38,5 ± 1,5	37,8 ± 1,3
Anzahl der Prüfwerte		335	46
Frischbetonrohdichte	kg/dm³	2,281 ± 0,023	2,383 ± 0,019
Anzahl der Prüfwerte		335	46
Luftporengehalt	Vol%	4,6 ± 0,5	Appen
Anzahl der Prüfwerte		335	
Festbetonrohdichte	kg/dm³	2,258 ± 0,034	2,339 ± 0,048
Anzahl der Prüfwerte		132	53
Druckfestigkeit	N/mm²	44,5 ± 5,2	56,1 ± 4,0
Anzahl der Prüfwerte		132	53
Spaltzugfestigkeit	N/mm²	3,36 ± 0,33	3,46 ± 0,49
Anzahl der Prüfwerte		33	12
Wassereindringtiefe	cm	1,2 ± 0,6	0,7 ± 0,2
Anzahl der Prüfwerte		33	13

Tafel 7: Güteprüfungen für die Kontruktionsbetone

Für jeden Betonierabschnitt der Fahrbahnplatte waren 4 Probekörper für die Bestimmung der Druckfestigkeit und je 1 Probekörper für die Prüfung der Zug- und Spaltzugfestigkeit und der Wasserundurchlässigkeit herzustellen.

Die wesentlichen Ergebnisse der Güteprüfungen sind für die Konstruktionsbetone in der Tafel 7 zusammengefaßt. In den Bildern 4 bis 7 sind die Häufigkeitsverteilung ausgewählter Betonkenndaten aufgetragen. Bei der Wertung der Prüfergebnisse ist zu beachten, daß die Anzahl der Prüfwerte unterschiedlich ist.

Die Vorgaben der Ausschreibung wurden weitgehend eingehalten. Die Streubreite des Ausbreitmaßes ist mit 1,5 cm bzw. 1,3 cm bemerkenswert gering. Dies gilt auch für die Frischbetonrohdichten mit Standardabweichungen von 23 kg/dm³ bzw. 19 kg/dm³. Die Betonherstellung und die Verdichtung der Probekörper war gleichmäßig.

Ähnliches gilt für die Luftporengehalte. Die Streubreite der Gesamtmessung ist an den Fraktilewerten zu erkennen.

5 % - Fraktile: 3,8 Vol.-% 95 % - Fraktile: 5,4 Vol.-%

Nach diesen Prüfwerten wurde ein Konstruktionsbeton B 25 mit einem hohen Widerstand gegen Frost hergestellt.

Die wesentliche Kenngröße eines Betons ist die Druckfestigkeit. Für die Zuordnung in eine Festigkeitsklasse ist die Nennfestigkeit aus dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Annahmefaktor 1,64 zu berechnen. Die Nennfestigkeit ergibt sich für die beiden Betone zu 36,0 N/mm² (B 25-LP) bzw. 49,5 N/mm² (B 35). Die vorgegebenen Festigkeitsklassen wurden nicht nur sicher erreicht, sondern auch deutlich übertroffen.

Interessant ist der Vergleich der Ergebnisse der Güteprüfung mit denen der Eignungsprüfungen. Der Konstruktionsbeton B 25-LP hatte bei der Güteprüfung eine mittlere Frischbetonrohdichte von 2,281 kg/dm³ bei einem mittleren Luftporengehalt von 4,5 Vol.-%. Diese Werte liegen in der Größenordnung der Messungen der BAW, die bei einer Frischbetonrohdichte von 2,268 kg/dm³ einen Luftporengehalt von 4,9 Vol.-% bzw. bei einer Rohdichte von 2,258 kg/dm³ einen Luftporengehalt von 4,8 Vol.-% ergaben. Bei einer etwas geringeren Frischbetonrohdichte wurde ein größerer Luftporengehalt gemessen. Die Prüfwerte der GhK sind gegenläufig, z. B. Rohdichte 2,250 kg/dm³, LP-Gehalt 4,6 Vol.-% und Rohdichte 2,288 kg/dm³, LP-Gehalt 6,8 Vol.-%.

Eine gute Übereinstimmung zwischen Eignungsprüfung und Güteprüfung ergibt sich bei den Druckfestigkeitsprüfungen. Die Ausgangswerte der Prüfungen nach 56 Tagen betrugen für die Festbetonrohdichte 2,254 kg/dm³ (GhK) bzw. 2,258 kg/dm³ (BAW) und für die Druckfestigkeit 43,7 N/mm² (GhK) bzw. 43,3 N/mm²(BAW). Die Mittelwerte der Güteprüfungen sind 2,258 kg/dm³ bzw. 44,5 N/mm².

Die Eignungsprüfungen ergaben für die Spaltzugfestigkeiten Prüfwerte von 3,3 N/mm² (GhK) bzw. 3,27 N/mm² (BAW). Der Mittelwert der Güteprüfung ist 3,36 N/mm², also auch hier eine gute Übereinstimmung.

Die Wassereindringtiefe wies zwischen beiden Prüfstellen absolut gesehen die größte Differenz auf, da die GhK nur 0,9 cm und die BAW 3,0 cm ermittelt hatte. Die Güteprüfung ergab einen Mittelwert von 1,2 cm, der in der Größenordnung der GhK lag.

Eine weitgehende Übereinstimmung zwischen Eignungsprüfung und Güteprüfung liegt bei dem Konstruktionsbeton B 35 vor, wie aus der nachfolgenden Übersicht zu entnehmen ist.

	Eignungsprüfung GhK / BAW	Güteprüfung -
Frischbetonrohdichte in kg/dm ³	2,395 / 2,376	2,383
Festbetonrohdichte in kg/dm³	2,355 / 2,356	2,339
Druckfestigkeit in N/mm²	58,4 /58,2	56,1
Spaltzugfestigkeit in N/mm²	3,40 / 3,17	3,46
Wassereindringtiefe in cm	1,6 / 2,2	0,7

Absolut gesehen treten die größten Abweichungen bei der Wassereindringtiefe auf.

Diese guten Übereinstimmungen in den Mittelwerten zwischen den Eignungsprüfungen und den Güteprüfungen bestätigen eine zufriedenstellende Betonherstellung. Eine Aussage über die Gleichmäßigkeit in der Betonherstellung ist damit aber nicht verbunden. Die Gleichmäßigkeit kann an Hand der Standardabweichung der Druckfestigkeit beurteilt werden. Allgemein gültige Kriterien zur Einstufung einer Betonherstellung sind bisher nicht aufgestellt worden. Je nach der Betrachtungsweise ist eine Betonfertigung mit einer Standardabweichung von 4,0 (Konstruktionsbeton B 35) überdurchschnittlich gleichmäßig oder gut. Die Standardabweichung des Konstruktionsbetons B 25-LP von 5,2 wird mit durchschnittlich gleichmäßig oder ausreichend eingestuft. Diese etwas ungünstigere Einstufung des Konstruktionsbetons B 25-LP ist auf die Schwierigkeiten bei der Einhaltung des vorgegebenen Luftporengehaltes zurückzuführen. Insgesamt gesehen, wurden alle Anforderungen, die an hochwertige Betone zu stellen sind, eingehalten.

Die Zugversuche und Eignungsprüfungen an den Verpreßankern und ihre langfristige Überwachung

DIPL.-ING. INGO FEDDERSEN* DR. ING. KARL SCHÜTT**

1 Einleitung

Die Standsicherheit der Ederstaumauer wird mit 104 Dauerankern mit Ankerkräften von je 4500 kN – also mit einer Gesamtkraft von 468 MN – vergrößert. Da in Deutschland bisher keine Verpreßanker mit so hohen Kräften zum Einsatz kamen, wurden vor Beginn der eigentlichen Verankerungsarbeiten an der Mauer selbst Vorversuche im Tosbecken der Talsperre durchgeführt.

Die für Daueranker obligatorischen Eignungsprüfungen wurden an Ankern mit Verpreßkörpern sowohl im Tonstein als auch in der Grauwacke durchgeführt. Besondere Überlegungen waren aufgrund der außergewöhnlich langen freien Stahllängen dieser Anker im Hinblick auf die Ergebnisse der Eignungsprüfungen erforderlich, die auch beim stufenweisen Anspannen der Anker auf die Gebrauchskraft berücksichtigt werden mußten.

An 10 Ankern wurden nicht nur am Ankerkopf Kraftgeber eingebaut, sondern auch über die gesamte Ankerlänge verlaufende Lichtwellenleitersensoren zur Erfassung der Ankerdehnungen, insbesondere im Bereich der Verankerungslänge des Stahlzugglieds. Zusätzlich zu den stets möglichen Ankerkraftmessung mittels Abhebeversuchen kommt den Messungen an diesen 10 Ankern im Rahmen der langfristigen Überwachung eine besondere Bedeutung zu.

2 Die Vorversuche

Die Vorversuche wurden mit den für das Bauwerk vorgesehenen SUSPA-Stump-Ankern, deren Stahlzugglied jeweils aus 34 Spannstahl-Litzen St 1570/1770, 150 mm², besteht, durchgeführt. Zusätzlich wurde von der Fa. Stump die Gelegenheit genutzt, auch zwei Anker des gleichen Typs, jedoch mit jeweils 55 Litzen für eine Gebrauchskraft von 7500 kN zu prüfen.

Die Vorversuche sollten sowohl die Tragfähigkeit der geplanten Anker im unter der Staumauer anstehenden Fels – Tonstein und Grauwacke – erkunden als auch zur Festlegung der erforderlichen Verankerungslänge des Stahlzugglieds dienen. Weiterhin sollten aber auch die Handhabbarkeit und die erreichbare Bohrgenauigkeit überprüft werden.

* Baudirektor I. Feddersen, Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsrube, Referatsleiter Grundbau, Abteilung Geotechnik



Für die Versuchsanker wurden zwei Stahlbetonquader mit den Abmessungen von 12,0 x 3,75 x 2,3 m für je vier Anker im Tosbecken der Staumauer errichtet. Von diesen Quadern aus wurden die Bohrungen in den Untergrund ausgeführt.

Die Bohrungen wurden außer für die zwei Zusatzanker mit einem Bohrrohraußendurchmesser von 146 mm gekernt und mit einem Imloch-Hammer auf den erforderlichen Durchmesser von 273 mm aufgeweitet. Vor dem Vergüten des Felses mit Zementsuspension wurden Wasserdruckversuche entweder im 146 mm – Bohrloch oder im aufgeweiteten Bohrloch ausgeführt. Nach dem Vergüten und Herstellen des für den Ankereinbau fertigen Bohrlochs wurden die Versuche wiederholt, um auf das in DIN 4125, Abschnitt 5.1.2 (Klüftigkeit und Durchlässigkeit bei Fels) genannte Kriterium eines Wasserabflusses von höchstens 51/ (min bar) (über die gesamte Krafteintragungslänge) hin überprüfen zu können.

Nach dem Einführen des Ankers in das Bohrloch erfolgte die Verfüllung mit einer Zementsuspension mit einem Wasser-Zement-Faktor von W/Z = 0,4. Es wurde ein Zement HOZ 35L mit langsamer Abbindung (NW/HS/NA) und mit einem Zusatz von 0,5 % Tricosal 188 verwendet.

Da es hier im wesentlichen um die erreichbare Tragfähigkeit der Anker ging, konnten die Korrosionsschutzmaßnahmen im Bereich der freien Stahllängen, Korrosionsschutzfett und PE-Umhüllungen der Einzellitzen sowie die Zementverfüllung des äußeren PE-Rohres, fortgelassen werden. Das äußere, alle Litzen umhüllende PE-Rohr, welches zur Gewährleistung der freien Stahllänge erforderlich war, wurde jedoch mit eingebaut.

Bei allen Ankern der linken Staumauerseite (Grauwacke) und bei einem Anker auf der rechten Seite (Tonstein) wurde die Begrenzung der Krafteintragungslänge nach Ausspülen der Zementsuspension im Bereich der freien Ankerlänge durch eine Sandschüttung vorgenommen. Darüber wurde erneut Suspension eingefüllt. Bei den anderen Ankern erfolgte die Begrenzung der Krafteintragungslänge durch eine Ankerumwicklung mit Filzpolstern am oberen Ende des Verpreßkörpers und ohne Freispülen der freien Ankerlänge. Die Begrenzung der Krafteintragungslänge wurde sicherheitshalber vorgenommen. Sie ist allenfalls bei einem wirklichen Herausziehen des Verpreßkörpers beim Zugversuch sinnvoll und wurde deshalb später an den Anker der Staumauer nicht mehr vorgenommen.

Bei den Versuchsankern sollte auch festgestellt werden, ob die geforderte Bohrgenauigkeit mit einer zulässigen

^{**} Dr. Ing. K. Schütt, Geschäftsführer der SICOM Gesellschaft für Sensor- und Vorspanntechnik mbH und Leiter der Abteilung Forschung und Entwicklung der SUSPA Spannbeton GmbH.

Abweichung von der vorgegebenen Richtung von höchstens 1% erreichbar sei. Die Bohrungen wurden deshalb mit der gleichen Neigung von 3,2° wie später in der Staumauer hergestellt und hinsichtlich der Bohrgenauigkeit mit Meßgeräten dreier verschiedener Hersteller überwacht, um die optimale Meßmethode zu ermitteln.

Die Zugversuche wurden in Anlehnung an die Eignungsprüfungen nach DIN 4125 (Nov. 1990) ausgeführt. Darüberhinaus waren sie aber als Ausziehversuche (Pull-out-tests) konzipiert worden, das heißt die Versuchsanker sollten möglichst bis zum Versagen des Verbundes zwischen dem Stahl und dem Verpreßkörper oder zwischen dem Verpreßkörper und der Felswandung belastet werden. Deshalb waren die Verankerungslängen des Stahlzugglieds mit gegenüber den Bauwerksankern reduzierten Längen von 3 m, 5 m und 7 m ausgebildet worden. Die Ankerlängen lagen zwischen 26 m und 30 m, womit die oberen Enden der Verankerungslängen des Stahlzugglieds in den gleichen NN-Höhen wie später unter der Staumauer lagen.

Die Bohrungen wurden von Dezember 1991 bis Februar 1992 niedergebracht, die Zugversuche von Januar bis Februar 1992 durchgeführt. 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. Der Anker mit 7 m langer Verankerungslänge des Stahlzugglieds in der Grauwacke wurde am Ende des Versuchs einer 20-maligen zwischen Gebrauchskraft und halber Gebrauchskraft wechselnden Schwellbelastung unterworfen. Die Kraft wurde mit zwei elektrischen Druckgebern über den Öldruck der Spannpresse, die Verschiebung mit induktiven und potentiometrischen Weggebern gemessen.

Alle Anker entsprachen in ihrem elastischen Verhalten ihrer Einbaulänge. Die bleibenden Verschiebungen betrugen unter der Gebrauchslast bis zu 16 mm. Alle Kriechmaße lagen unter 1,5 mm. Die 20-malige Schwellbelastung führte zu keiner meßbaren Zunahme der Verschiebungen.

Bei den von der Fa. Stump zusätzlich eingebauten Ankern mit 55 statt 34 Litzen betrugen die Verankerungslängen der Stahlzugglieder 5 m im Tonstein und 7 m in der Grauwacke. Die Anker wurden bis zu einer maximalen Prüfkraft von 12,5 MN belastet. Beide Anker wurden am Ende des Versuchs der 20-maligen Schwellbelastung zwischen der Gebrauchskraft und der halben Gebrauchskraft unterworfen. Unter der Kraft von 7400 kN (höchstens zulässige Gebrauchskraft bei 55 Litzen) betrug die bleibende Verschiebung 9 mm, unter der höchsten Kraft von 12,5 MN 21 mm. Die Kriechmaße lagen unter 1 mm. Die Eignungsprüfungen auch dieser Anker erfüllten somit die gestellten Anforderungen.

Der 7400 kN-Anker auf der rechten Staumauerseite (Tonstein) war bereits vor dem Einbau durch die Firma SICOM, Gesellschaft für Sensor- und Vorspanntechnik mbH, mit Lichtwellenleitersensoren versehen worden, worüber in Abschnitt 5 berichtet wird.

Aufgrund der Vorversuche und anderer Prüfungen und Beurteilungen wurde durch den Bundesminister für Verkehr eine "Zustimmung im Einzelfall" für die hier vorgesehenen Anker mit 34 Litzen und einer Gebrauchskraft von 4500 kN erteilt.

3 Die Eignungsprüfung

Bereits bei der Ausschreibung war vorgesehen worden, sowohl in der Grauwacke als auch im Tonstein je eine Eignungsprüfung an jeweils drei Ankern durchzuführen. Die erste Prüfung erfolgte an den Ankern 97, 98 und 101 im Tonstein zwischen dem 26. Oktober und dem 4. November 1993. Die wegen der großen Prüfkraft, des erforderlichen großen Pressenhubs von 50 cm und der beschränkten Platzverhältnisse eigens für die Anker der Staumauer gebauten zwei Pressen sind für Kräfte bis zu 7345 kN ausgelegt. Die Kraft wird nach Kalibrierung für Be- und Entlastung über einen elektrischen Öldruckgeber an der Presse gemessen, die Verschiebung mit elektrischen Weggebern.



Bild 1: Eignungsprüfung auf der rechten Talsperrenseite im neuen Kontrollgang

Eine Eignungsprüfung zeigt das Bild 1 und das Ergebnis eines Versuchs ist in Form der Kraft-Verschiebungslinien für die elastischen und bleibenden Verschiebungen in Bild 2 dargestellt. Alle hinsichtlich der elastischen Verschiebungen, der Kriechmaße und der Reibungsverluste nach DIN 4125 einzuhaltenden Kriterien wurden erfüllt, so daß eine weitere Kommentierung der Versuche zunächst nicht erforderlich zu sein schien.

Die ungewöhnlich lange freie Stahllänge, der nahezu bewegungslose Verpreßkörper und die zunächst gemessenen relativ großen Kriechmaße führten aber dann zu Berechnungen und Ergebnissen, die es wert sind, hier etwas ausführlicher behandelt zu werden. Daher wird zunächst auf die Reibung der Spannstahllitzen eingegangen.

3.1 Reibungsverhalten der Litzen in der freien Stahllänge

Im Hinblick auf die Auswertung der Eignungsprüfungen soll nachfolgend zunächst auf das unter den vorliegenden Verhältnissen nicht zu vernachlässigende Problem der Litzenreibung eingegangen werden.

Die einzeln mit Korrosionsschutzfett und PE-Mantel umhüllten Litzen der freien Stahllänge sind in Zementstein eingebettet. Damit liegen ähnliche Verhältnisse wie im Spannbetonbau vor, wo diese Litzen einbetoniert für Konstruktionen mit Vorspannung ohne Verbund verwendet werden und wo beim Vorspannen eine leichte Reibungsbehinderung der Spanndrahtlitze gegenüber dem unverschieblichen PE-Mantel bei der Dehnwegermittlung beachtet werden muß.

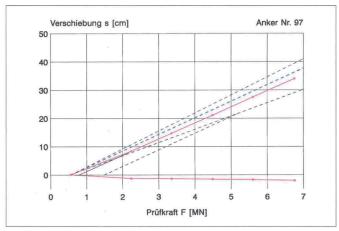


Bild 2: Elastische und bleibende Verschiebungen, Anker Nr. 97

Aus den Angaben z. B. des Zulassungsbescheides [1] für derartige einbetonierte Spannglieder ohne Verbund kann (mit $\mu=0.06$ und $\beta=0.3^\circ/m$) errechnet werden, daß die Spannkraft über die Litzenlänge um $0.3^\circ/0.00$ je m abnimmt. Das entspricht bei Vorspannung auf die 1,5-fache Gebrauchskraft einer Reibkraft von etwa 60 N/m. Auch der Zulassungsbescheid für das verwendete Litzenmaterial selbst gibt eine Ausziehkraft für die noch nicht einbetonierte Litze von maximal 60 N/m bei 20 °C an [2].

Es sei noch erwähnt, daß die in den Zulassungsbescheiden als Richtwerte genannten Reibungswerte mit der zum Einsatz gelangten Litzencharge anhand von Laborversuchen, die zum Teil bei der BAW und zum Teil bei SUSPA durchgeführt wurden, überprüft wurden. Es konnte dabei der vorgenannte Wert als "Anfahrwert" bestätigt werden, während nach Beginn der Bewegung der Wert auf etwa 50 % des Anfangswertes zurückging.

Unter den Verhältnissen der Ederstaumauer erhärtet die Zementsuspension unter hohem Druck der bis zu 70 m hohen Suspensionssäulen. Vorsichtshalber wurde daher in den Laborversuchen auch der Frage nachgegangen, ob die unter diesen Verhältnissen auftretende Anpressung der PE-Mäntel an die Litzen zu einer Erhöhung der Reibungskräfte führt. Bei einem Teil der Litzenproben erhärtete der umgebende Zementmörtel deshalb unter Aufrechterhaltung eines Druckes von 12 bar, bei dem anderen Teil ohne Druck. Die

Versuche ergaben keinen signifikanten Unterschied hinsichtlich der Reibungskräfte.

Im Spannbetonbau konnte als weiteres Phänomen der Reibung von verbundlosen, einbetonierten Litzen nachgewiesen werden, daß die anfängliche reibungsbedingte Differenz der Litzenkraft zwischen Anspann- und Festende sich nach kurzer Zeit weitgehend ausgleicht [3]. Davon kann auch bei den Ankern der Ederstaumauer ausgegangen werden.

Die vorgenannten Werte der Reibungsbehinderung sind gering und haben auf das Tragverhalten der Anker keinen Einfluß. Auch Eignungsprüfungen an nicht sehr langen Ankern, wie sie in der Regel vorliegen, werden praktisch nicht beeinflußt. Bei den Ankern der Ederstaumauer mit ihren großen freien Stahllängen von bis zu 60 m beträgt die Abnahme der Ankerkraft über die Ankerlänge mit den vorgenannten Werten aber immerhin etwa 120 kN und muß daher, wie nachfolgend beschrieben, bei der Auswertung der Eignungsprüfung beachtet werden.

Die Größe der Reibungsverluste beim Spannen der Anker wurde bereits mit 60 N/m genannt. Die hier vorliegenden Bedingungen – sehr lange freie Stahllänge und, wie unter Abschnitt 3.2 beschrieben, sehr kleines Kriechmaß des Verpreßkörpers – boten ideale Bedingungen, um Gesetzmäßigkeiten der Kraft-Verschiebungslinien zu überprüfen, die Zunahme der Reibung mit der Ankerkraft quantitativ zu ermitteln und Korrekturen bezüglich der Bewertung des Ankerverhaltens nach den Kraft-Verschiebungslinien vorzunehmen.

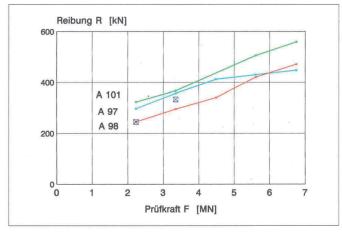


Bild 3: Reibungskraft in Abhängigkeit von der Ankerkraft

Aus der Kraft-Verschiebungslinie der elastischen Verschiebungen wurde zunächst entsprechend den Regeln der DIN 4125 eine freie Stahllänge abgelesen bzw. errechnet, die um bis zu 3,5 m kürzer als die vorhandene Länge war. Auch hier liegt der Grund in der mit der Last zunehmenden Reibung in der freien Stahllänge. Die bleibenden Verschiebungen sind nämlich keine echten bleibenden Verschiebungen des Verpreßkörpers, sondern überwiegend (Rück)-Dehnungsbehinderungen bei der Ankerentlastung. Addiert man diese scheinbaren bleibenden Verschiebungen zu den elastischen, dann betragen die Differenzen zwischen vorhandenen und ermittelten elastischen Längen nur noch bis zu 0,35 m (10% von o.g. 3,5 m).

Die Reibungsverluste im Bereich der freien Stahllänge wurden auf verschiedene Weise und sowohl aus den KraftVerschiebungslinien (Anker 97, 98 und 101) als auch aus dem Schwellversuch (Anker 97, Einzelpunkte in Bild 3) berechnet. Sie sind in Bild 3 als Funktion der Kraft dargestellt. Die Anfangsreibung ist mit etwa 200 kN wesentlich größer, als die mit 60 N/m je Litze errechnete Reibungskraft von 120 kN. Sehr ausgeprägt ist die Zunahme der Reibung mit der Ankerkraft, so daß unter der höchsten Prüfkraft von 6,75 MN bis zu 500 kN Reibung vorhanden sind.

Die Berücksichtigung der Reibung bei der Festlegekraft bei den einzelnen Spannstufen wird unter Abschnitt 4 (Abnahmeprüfung) behandelt.

3.2 Die Kriechmaße

Die Reibung im Bereich der freien Stahllänge beeinflußt die aus den Verschiebungsmessungen unter konstanter Kraft zu ermittelnden Kriechmaße ganz erheblich. Nimmt man einmal an, daß sich die Reibung nach Bild 3 mit der Zeit nur auf etwa die Hälfte abbaut, dann bedeutet dies - bei konstant gehaltener Kraft am Ankerkopf - eine Zunahme der Verschiebung von 3 mm bis 8 mm. Es ist leicht einzusehen, daß unter diesen Umständen nicht das Kriechverhalten des Verpreßkörpers im Felsuntergrund, sondern das des Litzenbündels in den PE-Rohren im Bereich der freien Stahllänge ermittelt wird. Mit anderen Worten: Auch bei einem Kriechmaß des Verpreßkörpers selbst von 0 mm [In DIN 4125 ist das Kriechmaß definiert zu $k_1 = (s_2 - s_1) / lg (t_2 / t_1)$ wird infolge der zeitabhängigen Reibung im Bereich der freien Stahllänge ein "scheinbares" Kriechmaß des Ankers ermittelt, welches beträchtlich sein kann und zu einer falschen Beurteilung des Ankerverhaltens führen würde.

Bei der Eignungsprüfung wurde zunächst so verfahren, wie es die DIN 4125 vorschreibt, nämlich bei Erreichen der nächst höheren Laststufe wurde die Kraft jeweils zur Ermittlung des Kriechmaßes konstant gehalten. Wegen des soeben beschriebenen Effekts waren die Kriechmaße zunächst auch größer als 2 mm und damit relativ hoch. Im weiteren wurde dann vor dem Konstanthalten der Kraft kurz um 5 bar (55 kN) höher gepumpt. Die anschließend ermittelten Kriechmaße waren erheblich kleiner. Dieses kurzzeitige "Überpumpen" ist eine im Normalfall von den Prüfinstituten, die Eignungsprüfungen an Verpreßankern durchführen, nicht gern gesehene und unerlaubte Methode, um Kriechmaße zu reduzieren, hier jedoch durchaus zulässig, um unsinnige Wartezeiten zu vermeiden. Um es noch einmal deutlich zu sagen: Die wegen der Reibung im Bereich der freien Stahllänge scheinbar vorhandenen Kriechmaße sind an der Staumauer weit größer als die echten Kriechmaße des Verpreßkörpers, so daß das hier beschriebene Vorgehen zulässig war. Daß die echten Kriechmaße nahezu Null waren, zeigte sich auch an der weiter unten beschriebenen Schwellbelastung. Außerdem hatten die oben beschriebenen Vorversuche, bei denen die Litzen konstruktionsbedingt reibungsfrei waren, unter Lasten bis zu 12,5 MN Kriechmaße unter 1,5 mm.

3.3 Schwellbelastung

Nach DIN 4125 muß an einem von drei Ankern der Eignungsprüfung eine 20-malige Schwellbelastung zwischen

der Gebrauchskraft und der halben Gebrauchskraft vorgenommen werden. Diesem Schwellast-Versuch wurde der Anker Nr. 97 (Tonstein) unterworfen. Es war absolut keine Zunahme der Verschiebungen mit der Anzahl der Lastspielzahl feststellbar.

4 Die Abnahmeprüfung und das Anspannen der Anker

Die Abnahmeprüfung, bei welcher jeder Anker in Stufen bis zur 1,5-fachen Gebrauchskraft gespannt, wieder entlastet und anschließend in der Regel auf die sogenannte Festlegekraft angespannt wird, begann nach der ersten Eignungsprüfung im Tonstein am 9.11.1993. Im vorliegenden Fall erfolgte das Anspannen der Anker nach der Abnahmeprüfung jedoch entsprechend dem Spannplan zunächst auf nur 50% der Gebrauchslast, also auf 2250 kN.

Das weitere Anspannen auf 80% (2. Spannstufe) und schließlich auf 100% der Gebrauchskraft F_w (3. und letzte Spannstufe) erfolgt entsprechend dem Spannplan erst dann, wenn ein ausreichender Vorlauf der vorangegangenen Spannstufen erreicht ist. Die letzte Spannstufe (0,2 F_w) entspricht einem Spannweg von etwa 55 mm. Dieser Wert ist größer als der für die Keile erforderliche Umsetzweg von 15 mm.

Hierbei tauchte zwangsläufig die Frage nach der Höhe des Überspannens der Anker vor dem Verkeilen auf. Der Keilschlupf beträgt 6 mm, woraus sich bei der vorliegenden freien Stahllänge ein erforderliches Überspannen um etwa 7 bar (80 kN) ergibt. Bei Berücksichtigung der Hysterese (Reibung) – hierzu wurde die Kraft-Verschiebungslinie der Entlastung durch sehr kleine Entlastungsstufen gesondert aufgezeichnet – erhöhte sich dieser Wert jedoch auf etwa 300 kN.

5 Das SICOM-Meß-System

Zehn Anker wurden mit Lichtwellenleitersensoren der Fa. SICOM ausgerüstet. Hierbei handelt es sich um ein neu entwickeltes Meßsystem, mit dem es möglich ist, die Dehnung der freien Stahllänge, aber insbesondere die Dehnungsverteilung über die Verankerungslänge des Stahlzugglieds und damit die Krafteintragungslänge zu messen.

Dazu wurde der SICOM-Multireflexionssensor verwendet, dessen Aufbau und Funktion schematisch anhand von Bild 4 erläutert werden soll. Dieser Sensor wurde bereits bei der Fertigung der Anker im Baustellenwerk in den jeweiligen Anker eingebaut. Er ist zentrisch im Litzenbündel angeordnet und verläuft parallel zu den Litzen über die gesamte Ankerlänge. Der Sensor ist in der Verankerungslänge des Stahlzugglieds im Verbund mit der inneren Zementsteinverfüllung und macht deshalb die Längsverformungen des Verpreßkörpers mit. In der freien Stahllänge verläuft der Sensor in einem umhüllenden Schutzrohr, so daß er dort im Verbund mit dem Zementstein ist.

Der Sensor ist ein Glasfaser-Lichtwellenleiter, in den in vorgegebenen Abständen halbdurchlässige Spiegel (Teilreflektoren) eingefügt sind. Zur Messung werden in den aus dem Ankerkopf herausgeführten Lichtwellenleiter (LWL) mit einem computergesteuerten Meßgerät (OTDR-Gerät) Lichtimpulse eingebracht. Die Lichtimpulse laufen über die gesamte Sensorlänge bis zum Fußpunkt des Ankers durch, werden aber an jedem Reflektor auch teilreflektiert und damit zum Meßgerät zurückgesandt. Das Meßgerät, das in der Lage ist, Lichtlaufzeiten im Picosekunden-Bereich (10⁻¹² sec.) zu erfassen, mißt für jeden Lichtimpuls die zwischen Aussenden und Wiedereintreffen des Lichtes auftretende Lichtlaufzeit, aus der sich der Abstand der Teilreflektoren untereinander ergibt. Aus den Abständen kann dann abschnittsweise die Dehnung des Sensors und damit der parallel liegenden Ankerabschnitte bestimmt werden.

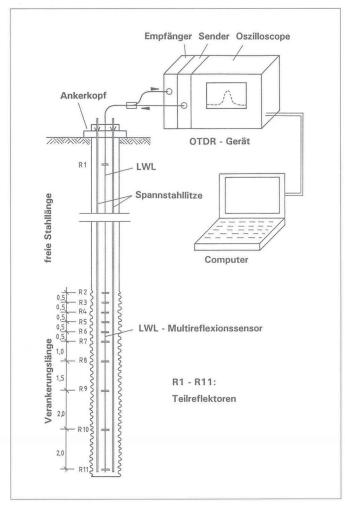


Bild 4: Schema des SICOM-Multireflexionssensors

Auf diese Weise wird während des Vorspannens kontrolliert, über welche Länge sich der Verpreßkörper von Laststufe zu Laststufe an der Krafteintragung in den Fels beteiligt. Später, im Laufe der langfristigen Überwachung, kann festgestellt werden, ob die Verankerungslänge des Stahlzugglieds Veränderungen erfährt.

Zum Zeitpunkt der Berichterstattung war noch kein Anker mit LWL-Sensor vorgespannt worden. Daher soll hier exemplarisch das Ergebnis der Messung an dem in Abschnitt 2 beschriebenen, im Zuge der Vorversuche geprüften 7400 kN-Anker anhand des Bildes 5 vorgestellt werden. Dort sind für die einzelnen Laststufen die Längenänderungen des Verpreßkörpers dargestellt, wobei die Vorbelastung als Bezug gewählt wurde. Es ist zu erkennen, daß die Länge der Krafteintragungsstrecke mit der Zunahme der Kraft anwächst.

Andererseits beteiligt sich aber auch bei der höchsten Laststufe von 1,66 $\rm A_w$ die 7 m lange Verankerungslänge des Stahlzugglieds nur mit etwa 2,5 bis 3 m an der Krafteintragung in den Fels, so daß noch eine große Sicherheitsreserve besteht.

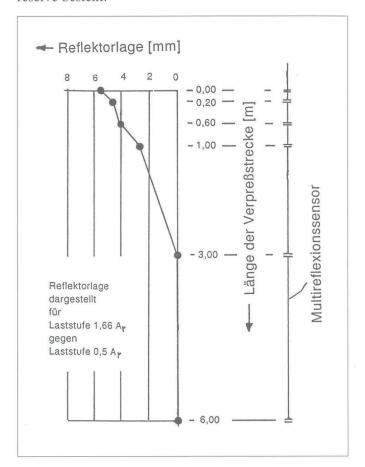


Bild 5: Dehnungsverteilung in der Verankerungslänge des Stahlzugglieds eines Versuchsankers

6 Die langfristige Überwachung der Anker

6.1 Fest installierte Kraftgeber

Zur täglichen Kontrolle der Ankerkräfte wurden 10 Stück der 104 Anker – Nr. 1 - 11 - 22 - 33 - 44 - 55 - 66 - 77 - 88 - 99 – mit Kraftgebern der Firma Glötzl versehen. Die Kräfte dieser Anker können nicht nur täglich, sondern zu beliebigen Zeiten über Manometer abgelesen werden.

6.2 SICOM-Lichtwellenleitersensoren

Die unter 6.1 genannten 10 Anker wurden außer mit Kraftgebern zusätzlich mit den unter 5 beschriebenen Multireflexions-Sensoren ausgerüstet. Damit kann langfristig verfolgt werden, ob und gegebenenfalls wie sich die Kraftverteilung entlang der Verankerungslänge des Stahlzugglieds ändert. Die Meßzeitpunkte sind wie unter 6.3 genannt vorgesehen. Weitere Messungen können nach Bedarf jederzeit zwischengeschaltet werden.

6.3 Abhebeversuche

Die Ankerbüchsen (Ankerplatten, in denen am Ankerkopf die Verkeilung der Litzen erfolgt) aller 104 Anker besitzen ein Außengewinde. Mit einer speziellen kleinen Presse mit einem geringen Hub von 2 mm, die auf dieses Gewinde geschraubt werden kann, können alle Anker durch sogenannte Abhebeversuche [4] auf die vorhandene Ankerkraft hin überprüft werden. Die Häufigkeit der Messungen hängt von den Ergebnissen der unter 6.1 und 6.2 beschriebenen Messungen und von dem Verhalten der Anker selbst ab. Es ist vorgesehen, die erste Messung an allen Ankern vorzunehmen, wenn alle Anker auf die volle Gebrauchskraft \mathbf{F}_{w} angespannt sind. Diese Messung stellt gleichzeitig die Nullmessung für alle späteren Messungen dar. Weitere Messungen sind in Abständen von 2, 3 und danach in 5 Jahren vorgesehen.

Sollten wider Erwarten zu irgend einem Zeitpunkt Ankerkraftverluste festgestellt werden, so ist das Unterfüttern der Ankerbüchsen mit Stahlscheiben möglich, wodurch die Ankerkräfte wieder auf den Sollwert angehoben werden können. Ein Entlasten der Anker ist nicht vorgesehen.

Literatur:

- [1] Zulassung SUSPA-Monolitzenspannverfahren ohne Verbund, Z-13.1-40, des Instituts für Bautechnik vom 09.02.81
- [2] Zulassung Arbed-Litze, Z-12.1-II.6, des Instituts für Bautechnik vom 28.02.90
- [3] SUSPA Spannbeton GmbH:Versuchsbericht Brücke Heidegrundweg BW Nr. 511.1, Versuche zur Spanngliedreibung und zum Auswechseln von Monolitzen. Sept. 1991, unveröffentlicht
- [4] Feddersen, I. (1974) Verpreßanker im Lockergestein Die Bautechnik 49, Heft 8, S. 301-310

Neue Maßstäbe für die Bohr- und Ankertechnik

DR. ING. HELMUT SCHWARZ*

1 Einführung

Dieser Beitrag behandelt Planung und Ausführung der 104 Dauerfelsanker als kennzeichnende Elemente des Instandsetzungskonzepts. Die Umsetzung dieses Konzepts stellte an das ausführende Spezialunternehmen, die Stump BOHR GmbH, Anforderungen an die Bohr- und Ankertechnik, die zumindest in Deutschland bislang einmalig sind und in vieler Hinsicht neue Maßstäbe setzen.

Langjährige Bauwerksuntersuchungen und eingehende statische Nachweise am Gesamtsystem von Mauerkörper und Untergrund führten zu dem Ergebnis, daß für die Erzielung der erforderlichen Standsicherheit ein Gewichtsdefizit in Höhe von ca. 2000 kN/m Mauer durch äquivalente Zusatzmaßnahmen ausgeglichen werden muß.

Unter Abwägung aller relevanten Gesichtspunkte fiel die Entscheidung des Bauherrn zugunsten der sogenannten Verankerungslösung (s. Bild 1).

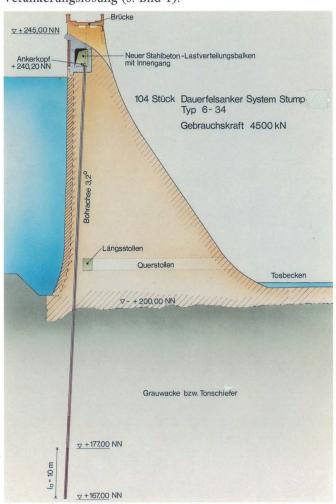


Bild 1: Querschnitt Ausführungsvariante

Das Gewichtsdefizit des Mauerkörpers wird hierbei durch eine Vielzahl hochbelasteter Dauerfelsanker ausgeglichen, deren Verankerungskräfte in statisch erforderlicher Tiefe in den unterlagernden Felsuntergrund eingeführt werden.

Die Köpfe der im Mittel 71 m langen Daueranker werden im Kontrollgang unterhalb des neu zu erstellenden Überlaufbauwerks untergebracht. Die Sohle dieses Kontrollgangs ist gleichzeitig der Lastverteilungsbalken für die Einleitung der hohen Ankerkräfte in den Mauerwerkskörper.

- 2 Kennzeichnende Anforderungen an die Bohr- und Verankerungsarbeiten
- 2.1 Erläuterungen zum Begriff des Dauerankers

Der Ausführung von Dauerfelsankern liegt als maßgebende Vorschrift die DIN 4125 zugrunde.

Dort sind Verpreßanker als Bauteile definiert, "bei denen durch Einpressen von Verpreßmörtel um den hinteren Teil eines in den Baugrund eingebrachten Stahlzugglieds ein Verpreßkörper hergestellt wird, der über Stahlzugglied und Ankerkopf mit dem zu verankernden Bauteil oder Gebirgsteil verbunden wird."

Die kennzeichnenden Bestandteile gehen aus Bild 2 hervor.

- Zugglied, z.B. Litzen 0,6 " St 1570/1770
- Verpreßkörper, Verankerungslänge
- Freie Ankerlänge
- Ankerkopf, Ankerbüchse usw.

Für das Korrosionsschutzsystem eines Dauerankers ist der Nachweis der Brauchbarkeit zu führen. Dies erfolgt



Bild 2: Genereller Aufbau eines Dauerfelsankers

^{*} Dr. Ing. H. Schwarz, Geschäftsführer der Stump BOHR GmbH und der SUSPA Spannbeton GmbH

durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, die verbindliche Festlegungen und Regelungen vorsieht wie:

- Anwendungsbereich
- zul. Ankerkraft
- Aufbau der Daueranker
- Herstellung der Daueranker
- Prüfungen
- Güteüberwachung
- Nachprüfungen

Daueranker erfüllen bei fachgerechter Ausführung durch erfahrene Fachfirmen hohe Güteanforderungen. Sie sind als wichtiges Element für die Aufgaben zeitgemäßer Bautechnik unentbehrlich geworden.

2.2 Dauerbeständigkeit und Güteüberwachung

Daueranker erhalten ein mehrfaches Korrosionsschutzsystem sowohl im Kopfbereich als auch über die gesamte Länge des Zuggliedes.

Die Firma Stump BOHR GmbH verfügt über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Instituts für Bautechnik, Berlin, die die grundsätzlichen Anforderungen an Gestaltung und Ausführung des Korrosionsschutzsystems regelt.

Die geltende Zulassung deckt zwar ein außergewöhnlich hohes Ankerkraftspektrum bis 3636 kN ab, das im vorliegenden Fall aber nicht ausreicht. Für die hier geforderten hohen Gebrauchslasten von 4500 kN und die damit im Zusammenhang stehenden vergrößerten Ankerdimensionen war eine gesonderte Zustimmung im Einzelfall durch die Bauaufsichtsbehörde im Zusammenspiel mit der Bundesanstalt für Wasserbau und dem Institut für Bautechnik erforderlich.

Im Zuge des Zustimmungsverfahrens wurden sämtliche Bauelemente bis ins kleinste Detail daraufhin überprüft, ob sie bzgl. Festigkeit, Maßhaltigkeit und Dauerbeständigkeit sowohl in den einzelnen Herstellphasen, Bauzuständen als auch im Endzustand den hier vorliegenden extremen Randbedingungen genügen.

Hierzu zählen u.a.

- der aus der ca. 70 m Zementsäule resultierende hydrostatische Druck auf die Hüllrohre,
- die außergewöhnlich hohen Dehnwege der Stahlzugglieder bis zu 45 cm bei Erreichen der Prüflast,
- ferner besondere Beanspruchungen, wie sie aus dem hohen Anker-Eigengewicht und den großen geometrischen Abmessungen (Durchmesser und Länge) resultieren.

Aufbauend auf dem mit der Zustimmung im Einzelfall erarbeiteten Maßnahmenkatalog wurde ein Eigenüberwachungssystem für Ankerfertigung und Ankereinbau entwickelt, das wiederum Eingang fand in das umfassende Qualitätssicherungssystem. Darüber wird an anderer Stelle berichtet (Beitrag 18).

Wichtige Komponenten des Dauerfelsankers Stump-SUSPA sind beispielhaft für die Kopfausbildung in Bild 3 dargestellt.

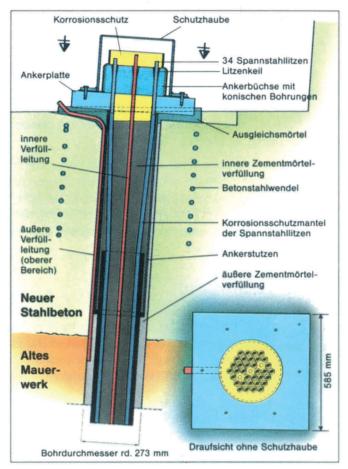


Bild 3: Kopf des Dauerfelsankers Stump-SUSPA

2.3 Zuggliedbemessung und Ankerkrafteinleitung für Gebrauchslasten von 4500 kN

Für den Ausschreibungsentwurf galt die Maxime, die Anzahl der technisch schwierigen und kostenaufwendigen Verankerungsbohrungen sowohl in wirtschaftlicher Hinsicht zu reduzieren, als auch den Eingriff in die Bauwerkssituation so gering wie möglich zu halten. Unter Berücksichtigung der Bauwerksgeometrie im Kronenbereich wurde ein mittlerer Ankerabstand von a = 2,25 m zugrunde gelegt. Daraus resultiert eine rechnerische Gebrauchslast für die Dauerfelsanker von ca. 4500 kN.

Das Spektrum der gebräuchlichen Litzendaueranker-Systeme Stump-SUSPA kann bzgl. Litzenanzahl und Kopfausbildung beliebig erweitert werden. Für die hier erforderliche außergewöhnlich hohe Gebrauchslast sind gemäß geltender Bemessungsvorschrift DIN 4125 insgesamt 34 Stück Litzen 0,6 " in der Stahlgüte ST 1570/1770 erforderlich (innere Tragfähigkeit).

Durch geeignete Bohr- und Injektionstechnik, die den angetroffenen Baugrundverhältnissen jederzeit Rechnung tragen muß und deshalb flexibel zu gestalten ist, sind die Voraussetzungen zu schaffen, die extrem hohen Ankerkräfte kontrolliert unter Einhaltung hoher Sicherheitsnormen in den Felsuntergrund einzuleiten.

Eine optimale Oberflächenbehandlung der Bohrlochwandung und eine besonders wirkungsvolle Zementinjektion im Krafteintragungsbereich müssen gesicherte Vorausset-

zungen für einen optimalen Haftverbund schaffen, wie er für die Einleitung von Prüflasten von fast 7000 kN je Anker erforderlich ist (äußere Tragfähigkeit).

Von den hohen Tragfähigkeitsanforderungen können auch dann keine Abstriche gemacht werden, wenn durch geometrische und statische Randbedingungen unverrückbar feststehenden Ankerbohrungen etwa besonders gestörte Felsformationen anschneiden sollten.

Zur Entlastung etwa denkbare Ersatzanker oder Zusatzanker sind im vorliegenden Fall absolut ausgeschlossen, da z.B. im Bereich der Notverschlüsse der gegenseitige Ankerabstand nur noch 1,86 m beträgt. Eine weitere Reduzierung für zusätzliche Ankerbohrungen ist also aus geometrischen Gründen ausgeschlossen.

2.4 Mauerwerksvergütung und Untergrundverbesserung

Der Ausschreibungsentwurf sieht vor, die im Zuge der Ankerherstellung aufzufahrenden Bohrungen sowohl für ergänzende Aufschlüsse mit durchgehender Kernentnahme als auch für die Durchführung von Wasserdurchlässigkeits-Tests zu nutzen.

Darüber hinaus soll über die Bohrungen eine gezielte und besonders fein abgestimmte Zementinjektion im Mauerkörper und im Untergrund zum Zwecke der Abdichtung gegen Umläufigkeiten sowie zur Erhöhung der globalen Gefügefestigkeit zumindest im Einflußbereich der einzuleitenden hohen Vorspannkräfte erfolgen.

Über Einzelheiten hierzu wird in Beitrag 17 berichtet.

2.5 Bohrgenauigkeit

Gemäß Bild 1 sind die Bohrungen in der Querschnittsebene um 3,2° zur Vertikalen, in der Mauerlängsebene exakt vertikal zur Mauerlängsachse auszuführen, wobei eine zulässige Abweichung von nur +/- 1 % zugestanden wurde.

In der Querschnittsebene hätte eine größere Abweichung der Bohrung eine kritische Situation für die wasserseitige Dichtung bzw. anderenfalls für den im Fußbereich angeordneten Längsstollen ergeben. Ein Verlaufen in der Mauerlängsebene hätte im kritischen Fall eine Überschneidung zweier benachbarter Anker ergeben können: bei 80 m Bohrtiefe entsprechen +/- 1 % Abweichung bereits +/- 80 cm, d. h. etwa dem halben mittleren Ankerabstand.

Diese für die Bohrtechnik außerordentlich hohen Anforderungen müssen im Zusammenhang mit den Inhomogenitäten insbesondere im Bruchsteinquerschnitt der Mauer, aber auch in den im Untergrund anstehenden Grauwackeund Tonstein-Formationen gesehen werden.

2.6 Geradlinigkeit der Bohrungen

Bei etwa gekrümmtem Bohrlochverlauf darf der jeweilige Krümmungsradius 500 m nicht unterschreiten. Anderenfalls würden beim Recken der Anker im Zuge der späteren Vorspannung unzulässig hohe Querkräfte im Mauerwerk auftreten, das im wasserseitigen Fußbereich nur eine Überdeckung von ca. 1,0 m zur äußeren Dichtung aufweist.

3 Voruntersuchungen

3.1 Veranlassung und Ziel

Der Bauvertrag sah für die Ausführung der Instandsetzungsarbeiten einen streng abgegrenzten Terminplan vor, der trotz aller hohen technischen Anforderungen unter keinen Umständen überschritten werden durfte. Hierzu war eine detaillierte und besonders gründliche Arbeitsvorbereitung erforderlich, die den besonderen Risiken dieser außergewöhnlichen und im Hinblick auf die Ankerarbeiten bisher einmaligen Baumaßnahme Rechnung tragen mußte. Wertvolle Erkenntnisse hierfür sollten vorauslaufende Probebelastungen erbringen. Sie dienten sowohl dem grundsätzlichen Nachweis der Eignung des Baugrunds als auch der Überprüfung des Ankersystems. Daraus abzuleitende Erkenntnisse sollten Grundlage für das Zustimmungsverfahren und die firmeninterne Baustellenvorbereitung liefern. Die Zugversuche sind in Beitrag 15 näher beschrieben.

In Ergänzung des vom Bauherrn vorgesehenen Versuchsprogramms wurden von der Firma Stump BOHR GmbH auf eigene Veranlassung zwei zusätzliche Schwerstlastanker mit 55 Litzen à 0,6 " unter sonst gleichen Bedingungen eingebaut. Damit sollte die Zuverlässigkeit des Verankerungssystems auch für weit höhere Lasten nachgewiesen werden.

3.2 Bohrverfahren und Maximen für die Ausführung

Nach intensiven Voruntersuchungen bzgl. der optimalen Bohrtechnik für die hier vorliegenden extrem hohen Anforderungen an Bohrgenauigkeit und Aufschluß wurden folgende Bohrverfahren gewählt:

- a) Pilotbohrung als Seilkernbohrung für richtungsgenaues Abteufen mit Bohr-Ø 146 mm und fachgerechte laufende Kerngewinnung.
- b) Aufweitungsbohrung im Imlochhammer-Verfahren Ø 273 mm, Spezialkrone mit Führung durch Pilotstutzen innerhalb der Kernbohrung (Bild 4)



Bild 4: Spezialkrone für Aufweitungsbohrung

Für die Erzielung der hohen Bohrgenauigkeit wurden folgende Maximen für maßgeblich gehalten:

 Exakte Einmessung der Lafette des Kernbohrgerätes mittels begleitender geodätischer Vermessung. 2. Konstruktion des Bohrgerätes mit hydraulisch gesteuertem Verschiebetisch in 2 Ebenen zur millimetergenauen Einrichtung der Lafette auf 3,2° exakt über dem Bohrpunkt. Absolut sichere Fixierung der Lafette in der festgelegten Bohrachse mit schwingungsfreier Stabilisierung.

3. Stabilisierter Bohrstrang:

Anordnung von speziellen Hartmetall-Räumern im Bereich des Seilkernrohres sowie oberhalb im Abstand von etwa 10 m zur Stabilisierung des Bohrstrangs.

4. Bohrrohre:

Verwendung von hochwertigen Präzisionsrohren zur Sicherstellung eines schwingungsfreien Laufs, laufende Überprüfung und Ausschluß jeglicher mechanischen Beschädigungen.

5. Bohrkrone:

Verwendung von speziell auf die Gesteinsformation abgestimmten Diamantkronen mit geeigneter Formgebung für die Erzielung hoher Seitenstabilität.

6. Anbohrzentrierung:

Exakte Führung nach erfolgtem Anbohren zur Vermeidung von Abweichungen durch unterschiedliche Querkräfte auf das Bohrwerkzeug, Zentrierung durch besondere Rollenführung zur Vermeidung von Biegeschwingungen im Bohrstrang.

7. Kontrolliertes Bohrregime:

Sorgfältige Kontrolle von Andruck und Drehzahl, je nach Formation 20 - 30 kN bei ca. 200 - 300 Umdrehungen/min.

8. Zuverlässige Bohrlochvermessung:

Bewährter Einsatz eines neuartigen optisch-elektronischen Meßverfahrens, System Maxibor, unabhängig von magnetischen Einwirkungen. Leichte Handhabung ohne große leistungsmindernde Unterbrechungen bei großer Genauigkeit und Zuverlässigkeit.

9. Gutes Fachpersonal:

Wichtigste Voraussetzung für den hier geforderten extrem hohen Leistungsstandard ist der Einsatz erfahrener Mitarbeiter mit der nötigen Sensibilität, um auf Unregelmäßigkeiten spontan und angemessen zu reagieren.

3.3 Ergebnis der Versuchsbohrungen

Bei der Durchführung der Versuchsbohrungen im Tosbeckenbereich wurden nur unbedeutende Bohrlochabweichungen registriert, die generell unter 1 % lagen und damit den Anforderungen vollauf genügten.

Bild 5 zeigt den Bohrgeräteeinsatz mit Vorbereitungen für den Einbau eines Doppelpackers und vermittelt einen Eindruck von den ungewöhnlich großen Abmessungen. Nach erfolgtem Einbau aller Versuchsanker und entsprechender Aushärtung wurden die Probebelastungen durchgeführt (Bild 6).

Das Ergebnis übertraf alle Erwartungen. Selbst die mit kurzer Krafteintragungslänge von nur 3 m eingebauten Versuchsanker konnten bis zur Streckgrenze des Stahls belastet werden, ohne daß aus dem Verformungsverhalten etwaige

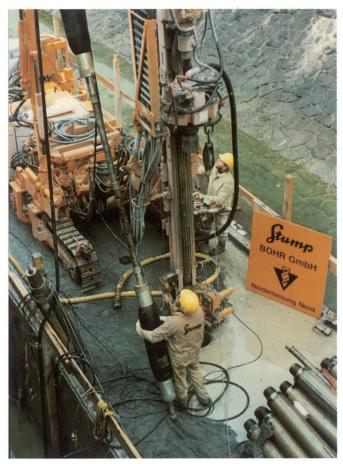


Bild 5: Packereinbau für den WD-Test



Bild 6: Probebelastung für die Versuchsanker

Kriechtendenzen oder gar Tendenzen für beginnenden Bruch abzuleiten wären.

In allen Fällen waren die bleibenden Verformungen extrem gering, ein Hinweis auf optimales Verbundverhalten im vergüteten Felsuntergrund.

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

Für die größte Überraschung sorgten allerdings die zusätzlich eingebauten Schwerstlastanker mit dem 55-Litzen-Zugglied: Hier wurde eine Prüflast von 12500 kN nachgewiesen, ohne daß auch hier Anzeichen von deutlichen Kriechtendenzen oder etwa beginnendes Versagen festzustellen waren. Probebelastungen an Verpreßankern dieser Größenordung sind, soweit bekannt, mit derartigen Erfolgen noch nicht ausgeführt worden.

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 Probebelastungen haben den gesicherten Nachweis dafür gebracht, daß bei fachgerechter und sachkundiger Herstellung von Felsankern extrem hohe Lasten bis 12500 kN beherrscht werden könnten.

Die vom Bauherrn für die Instandsetzung der Ederstaumauer vorgesehenen Krafteintragungslängen von 10 m für die Ausführungsanker beinhalten ein sehr hohes Maß an Sicherheit für das dauerhafte Tragverhalten. Die gewählte Krafteintragungslänge ist um mehr als das 3-fache größer als die bei den Versuchsankern festgestellte wirksame Haftstrekke von nur 3 m.

Damit ist die Sicherheit des Verankerungssystems auch unabhängig von etwa vorhandenen örtlichen Schwachstellen in den umgebenden Grauwacke- bzw. Tonstein-Formationen, die etwa durch die vorausgegangenen Vergütungsinjektionen trotz aller Sorgfalt nicht vollständig erfaßt und saniert worden sind, gewährleistet.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, daß die vorauslaufenden Probebelastungen und Versuchsbohrungen außerordentlich wertvolle Aufschlüsse gebracht haben:

- Nachweis der grundsätzlichen Eignung des anstehenden Baugrunds.
- 2. Nachweis der Eignung des vorgesehenen Ankersystems.
- 3. Nachweis der erzielbaren Bohrgenauigkeit.
- 4. Nachweis der geeigneten Meß- und Kontrolleinrichtungen.
- 5. Hinweise für die Planung der Arbeitsabläufe, insbesondere für die Injektionsarbeiten (Umläufigkeiten, Mehrphaseneinsatz, Abstufung der Rezepturen usw.).

- 6. Ergänzende Hinweise für die Arbeitsvorbereitung.
- 7. Zusätzliche Sicherheiten für die Termingestaltung.

4 Bauausführung

4.1 Fertigung der Anker im Baustellenwerk

Gemäß DIN 4125 ist bei Dauerankern grundsätzlich der Korrosionsschutz für Stahlzugglied und alle Einzelteile unter werksmäßigen Bedingungen herzustellen. Für die Firma Stump BOHR GmbH werden sämtliche Daueranker in den SUSPA-Werken Königsbrunn und Langenfeld hergestellt und dann auf die jeweiligen Baustellen transportiert.

Für die Daueranker der Ederstaumauer gelten auch in bezug auf die Ankerfertigung besondere Maßstäbe:

- 1. Übergroße Ankerlänge, im Mittel 71 m
- 2. Zugglied mit Hüllrohr-Ø 200 mm, erlaubt minimalen Biegeradius von mindestens 2,50 m
- 3. Krafteintragungsstrecke werkmäßig verpreßt, d.h. 10 m langer, starrer Ankerfuß.
- 4. Hohes Gesamtgewicht von insgesamt rd. 4 t, d. h. 45 kg je lfd. m im flexiblen Freispielbereich, 80 kg je lfd. m im starren Krafteintragungsbereich.

Aus diesen Daten wird ersichtlich, daß ein Antransport auf dem Straßenwege nicht in Frage kam. Die Möglichkeiten für die Nutzung des bis zum Kraftwerk Waldeck reichenden Schienennetzes wurden eingehend diskutiert. Neben logistischen Gesichtspunkten war dabei auch die Gefahr mechanischer Beschädigungen sowohl beim Transport, beim mehrfachen Umschlagen mit verschiedenen Kraneinsätzen sowie bei der Zwischenlagerung am Ende maßgebend für die Entscheidung, die 104 Stück überdimensionalen Dauerfelsanker unmittelbar neben der Sperrmauer auf der Baustelle zu fertigen.

Innerhalb einer eigens errichteten Halle wurde die nötige Infrastruktur bereitgestellt, um die Voraussetzungen für eine sachgemäße Werksfertigung zu erfüllen.

Dabei sollte es sich als Vorteil erweisen, daß die Baustelle jederzeit Zugriff auf die Ankerfertigung hatte. Trotz begrenzter Lagerhaltung konnte flexibel auf die Anforderungen der Baustelle, z.B. bei geänderter Einbaufolge, reagiert werden.

Weitere Einzelheiten zur Fertigung und insbesondere zu den Qualitätssicherungsmaßnahmen sind in Beitrag 18 beschrieben.

4.2 Geräteplanung und Geräteeinsatz

Die hohen Anforderungen an die Bohrtechnik sind bereits unter 3.2 beschrieben worden. Die Umsetzung dieser Anforderungen, z.B. durch die Ausrüstung vorhandener Bohrgeräte mit ergänzenden Komponenten wie Lafettenführung, Mastverstärkung u.a. war allein nicht ausreichend. Intensive Vorgespräche mit Geräteherstellern führten sehr bald zu dem Ergebnis, daß für den hier vorliegenden speziellen Baustelleneinsatz Sonderanfertigungen erforderlich waren.

Grundvoraussetzung für die Erzielung der hohen Bohrgenauigkeit war die exakte Einrichtung der Lafette über dem Bohrpunkt, exakt nach Lage und Winkel sowohl in der Horizontal- wie in der Vertikalebene.

Die kinematischen Voraussetzungen hierfür wurden dadurch geschaffen, daß die Geräte mit einem horizontalen Verschiebetisch ausgerüstet wurden. Dieser erlaubte über eine besonders fein abgestimmte Hydraulik bei feststehendem Unterwagen eine äußerst genaue Einrichtung des Lafettenträgers auf die Soll-Position.

Zunächst war vorgesehen, die 104 Stück Ankerbohrungen mit 2 Universalbohrgeräten herzustellen, deren Ausstattung sowohl die Durchführung der Kernbohrungen als auch der Aufweitungsbohrungen ermöglicht. Entgegen der ursprünglichen Einschätzung ergaben die Erfahrungen bei der Herstellung der Versuchsanker, daß den Gefahren einer gegenseitigen Beeinflussung benachbarter Arbeitsvorgänge von Bohrloch zu Bohrloch Rechnung zu tragen ist. Nach eingehender Erörterung des neuen Kenntnisstandes wurde für die Bohr- und Injektionsarbeiten folgender Arbeitsablauf zwingend festgelegt:

- 1. Arbeitsfolge als sogenanntes Pilgerschrittverfahren im Takt 1 4 7 2 5 8 3 6, d.h. Einhaltung eines Mindestabstandes von ca. 6 m zwischen benachbarten Bohrpunkten.
- 2. Blockweise Trennung des Bohrgeräteeinsatzes, je Block 8 Stück Anker.
- 3. Zeitnahe Injektion unmittelbar nach Fertigstellung der Kernbohrung.
- 4. Ausführung der Aufweitungsbohrungen im Nachlauf durch ein unabhängiges Bohrgerät.

Diese räumliche Entzerrung der Arbeitsabläufe verlangte den Einsatz von insgesamt 4 Stück Bohrgeräten:

- 2 Bohrgeräte für die Seilkernbohrungen
- 1 Bohrgerät für die Durchführung der zeitnahen Injektionen und die erforderliche Ausbohrung des vergüteten Bohrloches.
- 1 schwere Bohranlage für die Aufweitungsbohrung mittels Imlochhammer.

Beim Bau bzw. Umbau der Bohrgeräte waren im einzelnen folgende bohrtechnischen Besonderheiten zu berücksichtigen:

Kernbohrgerät (Bild 7):

- horizontaler Verschiebetisch für exakte Bohrposition
- exakte, geometrische Sicherung der Lafetteneinstellung
- schwingungsarme Lagerung
- Beschränkung auf Mindestanzahl an Gelenken (wenig Spiel)
- leistungsfähiger Bohrkopf mit spezieller Aufhängung für ruhigen Lauf
- Ausgleichswaage zur Gewährleistung eines gleichmäßigen Bohrandrucks an der Krone
- spezielle Einsätze für Spann- und Klemmeinrichtungen als Schutz vor mechanischen Beschädigungen der Präzisionsrohre



Bild 7: Kernbohrgerät in Arbeitsstellung

- spezielle Führungen für die Bohrrohre in Höhe Bohrplanum sowie innerhalb des darunterliegenden Kontrollgangs
- Die auf den Bohrpunkt eingerichteten Kernbohrgeräte geben ihre Position erst dann auf, wenn die Kernbohrung vollständig abgeschlossen ist. Das Spezialgerät für die Injektionsarbeiten muß also in der Lage sein, auf dem nur knapp 5 m breiten Überbau die Kernbohreinheiten zu passieren, um innerhalb der zwei in Arbeit befindlichen Blöcke den jeweils zur Verfügung stehenden Injektionspunkt anfahren zu können.

Spezielle Ausrüstung des Injektionsgeräts:

- hydraulisch verstellbare Fahrwerksbreite, für den Fahrbetrieb auf minimal 80 cm reduzierbar
- horizontal verfahrbarer Verschiebetisch für die exakte Einstellung der Bohrlafette
- verlängerte Mastausbildung für leistungsfähigen Bohrbetrieb
- spezielle Mastarretierung
- rückwärtige Trommel zur Aufnahme der ca. 80 m langen Injektionsschläuche, versehen mit Antrieb und Bremse.

Die Aufweitungsbohrungen Ø 273 mm erfolgten als Imlochhammerbohrung mit der Pilotkrone gemäß Bild 4. Für den leistungsfähigen Betrieb des Hammers war eine schwere Bohrgarnitur Ø 219 mm erforderlich. Bei insgesamt 80 m Länge des Bohrstranges ab Oberkante Überbau resultiert daraus

ein Eigengewicht von 7 t. Dementsprechend war der schwere Mast für eine Rückzugkraft von mehr als 12 t bemessen.

Für den Betrieb des Imlochhammers war ein außergewöhnlich starker Kompressor erforderlich (30 m³/min, 28 bar) der einen Spülstrom von mehr als 30 m/s im Bohrlochringraum gewährleistet. Je nach Zerteilungsgrad des Bohrgutes mußten Reserven für die Bereitstellung der erforderlichen Schleppkraft zur Verfügung stehen, um das Bohrgut mit der Luftspülung zügig und störungsfrei aus max. 80 m Bohrlochtiefe auszutragen.

4.3 Ablauf der Bohr- und Injektionsarbeiten

Als Arbeitsplanum für die Ankerherstellung diente das neu hergestellte Brückenbauwerk. Sowohl im Überlaufbauwerk als auch im darunterliegenden Kontrollgang waren Aussparungen für die Ankerdurchführung vorgesehen. Innerhalb dieser Aussparungen wurden exakt eingemessene Rohrführungen installiert, die den schwingungsarmen Betrieb der Bohrgestänge begünstigten.

Besondere Anforderungen stellten die Kernbohrungen durch das Grauwacke-Mörtel-Konglomerat der Staumauer mit ständig wechselnder Folge extrem hoher Gesteinsfestigkeit und geringer Mörtelfestigkeit. Daraus resultierende Querkräfte auf die Bohrkrone ließen zusätzliche Risiken in bezug auf den geforderten geradlinigen und richtungsgenauen Bohrverlauf erwarten.

Der im unteren Mauerbereich verlaufende Längsstollen, dessen Wandung ca. 1,2 m von der Soll-Lage der Bohrung entfernt verlief, bot sich für eine Überprüfung der Bohrposition direkt im kritischen Bereich an:

- Durchführung von Ortungsmessungen auf induktiver Basis, lagebedingte Beeinflussung des Magnetfeldes durch die Bohrrohre.
- b) Durchführung direkter Suchbohrungen mit Kernaufschluß über die Ist-Lage der jeweiligen Bohrung.

Die Ergebnisse der laufenden Bohrlochvermessung sind durch diese stichprobenhaften Überprüfungen bestätigt worden.

Nach Abschluß der Bohrarbeiten kann der Bohrmannschaft und der begleitenden Technik nur Lob gezollt werden. Die 104 Stück Kernbohrungen konnten mit einer Bohrlochabweichung von weniger als 0,5 % auf 80 m Solltiefe niedergebracht werden (Beitrag 18). Dieses hervorragende Ergebnis war selbst nach den positiven Ergebnissen der Versuchsankerarbeiten nicht zu erwarten gewesen.

Die Aufeinanderfolge der einzelnen Arbeitsgänge für die Bohr- und Injektionsarbeiten eines einzelnen Bohrpunktes gehen aus Bild 8 hervor. Der gesamte Arbeitsablauf und damit die terminliche Abwicklung waren abhängig von dem zeitlich sehr unterschiedlichen Aufwand für die injektionstechnische Behandlung von Untergrund und Mauerwerk. Hierüber wird in Beitrag 17 berichtet.

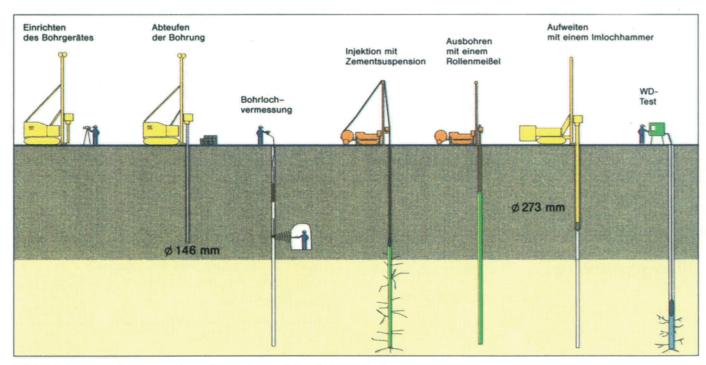


Bild 8: Schematische Darstellung der Bohr- und Injektionsarbeiten

Entsprechend der gebotenen Sorgfalt wurden deshalb für die Bohrlochvermessung zunächst kleine Meßintervalle (3 m) gewählt, bis ausreichende Erfahrung vorlag und zunehmende Sicherheit gegeben war.

Die Bohrlochvermessung erfolgte mit einer computergestützten Bohrlochsonde, die sich im Wettbewerb mit anderen Verfahren im Zuge der Vorversuche durch Zuverlässigkeit, baustellengerechte Handhabung und schnellen Zugriff auf die Meßdaten auszeichnete. Stark unterschiedliche Aufnahmen je Bohrloch bis zu 2,5 m³ Zementsuspension führten zu entsprechend unterschiedlichen Ausführungszeiten für die injektionstechnische Behandlung. Dies wiederum machte eine ständige Anpassung der synchron verlaufenden anderen Arbeitsgänge wie Kernbohren, Aufbohren usw. erforderlich. Trotz der daraus resultierenden häufigen Geräteumsetzungen konnten Terminverzögerungen durch modifizierten Geräteeinsatz und zusätzliche Nachtschichten vermieden werden.

4.4 Ankereinbau

Maßgebendes Kriterium für den Einbau des Ankers war die erfolgreiche Durchführung der jeweiligen WD-Tests im aufgeweiteten Bohrloch als Nachweis für den erreichten Injektionserfolg. Anschließend wurde das Bohrloch sorgfältig und intensiv gespült, um etwaige Bohrgutrückstände aus der Bohrlochwandung zu lösen und aus dem Bohrloch auszutragen.

Das für den Einbau vorgesehene Ankerglied wurde mittels eigens konstruierter Hebehilfen im Baustellenwerk auf eine flexible Rollenbahn (Bild 9) versetzt. Damit konnte der Transport des i. M. 71 m langen und 3,6 t schweren Ankerzuggliedes vom Werk zur Einbaustelle zwängungsfrei und unter Ausschluß schädigender mechanischer Einwirkungen erfolgen.



Bild 9: Herausfahren eines Ankers aus der Fertigungshalle

Dies mußte selbstverständlich auch für die einzelnen Teilschritte des abschließenden Manövers gelten, mit dem der Anker aus der horizontalen Lagerung heraus in das quasi vertikale Bohrloch eingeführt werden mußte.

Naheliegende Überlegungen, Hochbaukräne mit 80 m Hakenhöhe (bezogen auf Oberkante Überbau) einzusetzen oder sogar für den Einbau Hubschrauber-Hilfe in Anspruch zu nehmen, wurden verworfen. Praktiziert wurde schließlich eine Verfahrensweise, deren Kernstück ein ca. 6 m langer Einbaurahmen mit halbkreisförmiger Rollenbahn ist (Bild 10).

Der Radius der Rollenbahn beträgt 2,5 m und entspricht damit dem zul. Krümmungsradius für das Zugglied.

Besondere Vorkehrungen wurden zum Schutz der Krafteintragungsstrecke getroffen:

Während der Anker im Bereich der freien Ankerlänge ein PE-Hüllrohr mit 11,4 mm Wandstärke aufweist, beträgt die Wanddicke des Ripprohres im Bereich der Krafteintragungsstrecke nur ca. 1 mm. Die zur Erzielung eines guten Kraftschlusses und Haftverbundes gering gehaltene, fast membranhaft dünne Wandstärke macht das Ripprohr als Umschließung eines fast 1 t schweren Verpreßkörpers empfindlich gegenüber jeder äußeren Beanspruchung. Zum Schutz vor mechanischen Schäden sowie aus statischen Gründen wurden folgende Maßnahmen getroffen:



Bild 10: Einbau des ersten Ankers

- Ummantelung der 10 m-Krafteintragungsstrecke durch dickwandige Bandagen, aus Schaumgummi, die erst unmittelbar vor dem Ablassen in das Bohrloch entfernt wurden.
- Aussteifung des Übergangs von der quasi starren Krafteintragungsstrecke zur flexiblen Freispielstrecke, Schutz vor Überbeanspruchung infolge Biegung und Schub durch beidseitige, fest umschließende Halbschalen, L = 3 m.
- Ergänzender statischer Nachweis für die Krafteintragungsstrecke, Balkenwirkung mit 10 m Stützweite unter Eigengewicht.

Die Maßnahmen wurden nach Einbau der ersten Anker ergänzt und verfeinert, sie haben sich insgesamt jedoch bei den praktizierten Einbauschritten bewährt:

- 1. Heranziehen des Ankerfußes mittels Kran.
- 2. Auflegen des Ankers auf die ca. 10 m vor dem Bohrloch abgesetzte Umlenkkonstruktion, Auflagerung der vorderen flexiblen Freispielstrecke auf der Rollenbahn, Auflagerung der Krafteintragungsstrecke fußseitig auf dem Planum unmittelbar vor dem Bohrloch.

Unter gleichzeitiger Fixierung beider Enden des Zuggliedes mit mechanischen Winden wurde der Einbaurahmen mittels Autokran sukzessive angehoben, die Krafteintragungsstrecke dabei aufgerichtet und schließlich das gesamte Gehänge in die Endposition oberhalb des Bohrloches bewegt (Bild 10).

Mittels Kran und beidseitiger Windenhalterung war das gesamte Gehänge jederzeit unter Kontrolle. Mit zunehmender Höhe glitt die Freispielstrecke sukzessive über die Rollenbahn des Einbaurahmens, bis eine stabile Gleichgewichtslage für das aufgenommene Ankerzugglied erreicht war. Anschließend konnte, nach Entfernen der oben beschriebenen Bandagen, der Krafteintragungsbereich und schließlich das folgende Zugglied langsam und jederzeit durch die kopfseitige Winde gesichert, in das Bohrloch abgelassen werden. Nach Justierung des Ankerkopfes innerhalb des oberen Kontrollgangs begann die Einbringung der vorbereiteten Zementsuspension vom Bohrlochtiefsten nach oben aufsteigend unter gleichzeitiger Verdrängung des im Ringraum anstehenden Restwassers.

4.5 Spannarbeiten

Nach dem Versetzen der Ankerkopfkonstruktion (Bild 3) auf der Sohle des oberen Kontrollganges konnte mit der Durchführung der Eignungs- und Abnahmeprüfungen begonnen werden. Darüber wird in Beitrag 15 ausführlich berichtet.

Im Sinne einer gleichmäßigen Lasteinbringung 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.
- Nach Abschluß sämtlicher Abnahmeprüfungen zweiter Belastungsgang mit Lastaufbringung auf 80 % der Gebrauchslast.
- 4. Letzter Arbeitsgang mit endgültiger Festlegung auf 100 % = 4500 kN.
- 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

- a) maximale Hubkraft 6750 kN, gewählt 7500 kN.
- b) Kolbenhub mindestens 45 cm, entsprechend dem elastischen Dehnweg, gewählt 50 cm.
- c) Kompaktbauweise für den Einsatz unter beengten Verhältnissen im Kontrollgang, Ø 1,0 m, Höhe 1,0 m (Bild 11).
- d) Gelenkige Auflagerung innerhalb eines Rahmens, um die ca. 3 t schwere Pressengarnitur auf ca. 1,5 m anheben und jederzeit kontrolliert über die ca. 1,5 m langen und sorgfältig ausgerichteten Litzenüberstände führen zu können. Den besonderen örtlichen Anforderungen entsprechend wurden 2 Stück Pressen als Sonderanfertigungen gebaut, um durch forcierten Einsatz den Terminanforderungen entsprechen zu können.

Für die exakte Wegmessung auf 1/100 mm Genauigkeit wurden spezielle mechanische Wegaufnehmer mit einem Meßbereich bis zu 600 mm eingesetzt. Weitere meßtechnische Details sowie die Ergebnisse der durchgeführten Probebelastungen werden in Beitrag 15 mitgeteilt. Auch über die getroffenen Maßnahmen zur Langzeitüberwachung und späteren Nachprüfung der Ankerkräfte wird dort berichtet.

5 Schlußbemerkung

Ausgehend von den außergewöhnlichen Anforderungen an die Bohrtechnik wegen der geforderten Bohrtoleranzen sowie an die Ankertechnik wegen der bisher einmaligen Dimensionen wird aufgezeigt, wie durch sorgfältig abgestimmte Voruntersuchungen gesicherte Grundlagen für einen planmäßigen Ablauf der Sanierungsarbeiten geschaffen wurden. Dem hohen Sicherheitsbedürfnis dieser Baumaßnahme angemessen, waren strenge Qualitätsanforderungen zu erfüllen. Auch machte die bisher einmalige Aufgabenstellung in fast allen Arbeitsbereichen Neuentwicklungen erforder-



Bild 11: Durchführung der ersten Eignungsprüfung

lich, für die kurzfristig gesicherte Brauchbarkeitsnachweise zu erbringen waren.

Nicht zuletzt der konstruktiven Mitwirkung der beteiligten Fachingenieure und der kooperativen Haltung der Bauherrschaft ist es zu verdanken, daß diese große und schöne Bauaufgabe innerhalb der vorgegebenen Termine erfolgreich abgeschlossen werden konnte. An dieser Stelle sollen Führungsmannschaft und Bohrpersonal Dank und Anerkennung für ihre Sorgfalt und Einsatzbereitschaft zuteil werden. Besonderer Dank gilt Herrn Zeibig für seine Umsicht bei der Arbeitsvorbereitung und für die sichere Ruhe und Entschlossenheit, mit der er das Geschehen auf der Baustelle dirigierte.

Literatur

H. Feddersen:

Untersuchungen bei der Standsicherheitsüberprüfung der Eder- und Diemeltalsperre.

Geo-Technik. Sonderheft 1987 zum 7. nationalen Felsmechaniksymposium in Aachen.

Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau über den Zustand und die Standsicherheit der Edertalsperre 1988, sowie Gutachten über die Gestaltung der Hochwasserentlastungsanlagen der Edertalsperre 1990.

H. Feddersen, Mühring, Reiner:

Instandsetzung der Staumauer der Edertalsperre, Wasserwirtschaft Heft 82, Jahrgang 1992, Heft 2.

Injektionsarbeiten beim Einbau der Dauerfelsanker

DR. ING. HENDRIK GAITZSCH*

1 Aufgabenstellung für die Injektionsarbeiten

Für die hier beschriebenen Injektionsarbeiten ist die im Zeitraum von Mai 1961 bis Juni 1962 erfolgte Verpressung von Mauer und Felsuntergrund von Bedeutung, da der damals hergestellte Schleier von den Ankerbohrungen spitzwinklig durchschnitten wird (Bild 1).



3. Eine möglichst vollkommene Abdichtung des bohrlochnahen Bereiches der Krafteintragungslänge der Anker (von NN +167 m bis NN +182 m) zur Unterstützung der Korrosionsschutzmaßnahmen. Um dieses Ziel zu erreichen, durfte der abschließende WD-Wert 1 l/min·m bei 10 bar (= 1 Lugeon) nicht überschreiten.

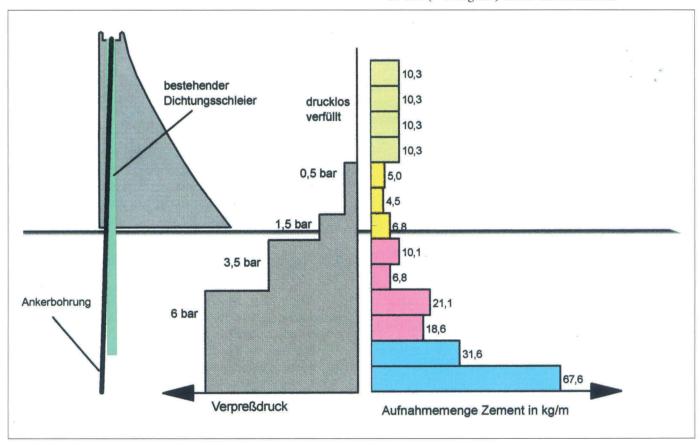


Bild 1: Querschnitt der Staumauer mit altem Injektionsschleier, neuer Ankerbohrung, durchschnittlicher Zementaufnahme und Injektionsdruck.

Die Injektionsarbeiten wurden von den Ankerbohrlöchern aus durchgeführt. Das bedeutet, daß die Bohrlochanzahl und damit der Bohrlochabstand und die Orientierung der Bohrungen nicht nach dem Trennflächengefüge ausgerichtet waren.

Die Injektion hatte folgende Aufgaben:

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

Neben diesen, unmittelbar mit den Ankerarbeiten in Zusammenhang stehenden Aufgaben, kommt folgender Nebeneffekt hinzu:

Er besteht in der Vertiefung des vorhandenen Injektionsschleiers um weitere 10 m und in einer gezielten Vervollkommnung des alten Schleiers. Wie schon die ersten Kernbohrarbeiten zeigten, war der Zustand des Gebirges im Bereich des alten Schleiers vor allem unmittelbar unter dem Staumauerfuß durch eine hohe Klüftigkeit und Verwitterung gekennzeichnet.

^{*} Dr. Ing. H. Gaitzsch, Bauleiter der Fa. Stump BOHR GmbH

2 Ablauf der Bohr- und Injektionsarbeiten und Kriterien der Durchführung

Der Instandsetzungsbereich der Staumauer wurde in 13 Abschnitte ("Blöcke") mit je 8 Ankerbohrungen unterteilt. Zur weitgehenden Vermeidung von Umläufigkeiten und gegenseitigen negativen Beeinträchtigungen bei den verschiedenen Bohrphasen, Injektions- und WD-Testarbeiten wurde im Pilgerschrittverfahren gearbeitet, d.h. die Bohrungen wurden in der Reihenfolge 1,4,7,2,5,8,3,6 (Reihenfolge innerhalb eines Blocks) bearbeitet. Im einzelnen wurden folgende Arbeitsschritte ausgeführt:

- 1. Abteufen einer 3,2° geneigten Kernbohrung mit Ø 146 mm im Seilkernbohrverfahren.
- 2. Zeitnahe, den Bohrarbeiten unmittelbar folgende Injektion des Gebirges von Kote NN +167 m bzw. NN +173 m mittels Einfachpacker bis Kote NN +214 m in der Staumauer; druckloses Auffüllen des Bohrloches bis Oberkante Lastverteilungsbalken (NN +240,28 m).
- Ausbohren des Zementsteins mit Rollenmeißel und Wasserspülung in der als Pilotloch niedergebrachten Kernbohrung nach einer Aushärtezeit von mindestens 48 h.
- Aufweiten der Kernbohrung im Schlagbohrverfahren (Imlochhammer) mit Luftspülung auf den Enddurchmesser von 273 mm.
- 5. Durchführung der WD-Tests im Bereich der Krafteintragungsstrecke der Anker (3 Stufen á 5 m, Grenzwert: 0,5 l/min · m bei 5 bar, das entspricht 1 Lugeon; linear interpoliert). Wurde dieser Grenzwert unterschritten, konnte der Anker eingebaut werden, andernfalls mußte im großen Bohrloch nochmals injiziert werden.

Die Injektion wurde von folgenden 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 1 Zementsuspension überschritten wurde.
- Teufenabhängige wirksame Injektionsgrenzdrücke von 0,5 und 1,5 bar im Mauerbereich und 3,5 bar und 6 bar im Gebirge (vgl. Bild 1).
- Abbruchkriterium für die Injektion: Aufnahme je Stufe ≤ 0,5 l/min über 10 min bei maximalem Verpreßdruck.

Als Injektionszement kam ein HOZ 35 L NW HS NA zum Einsatz. Gegenüber einem normalen Hochofenzement bietet dieser Zement wesentliche Vorteile:

- Der Blaine-Wert des eingesetzten Zements liegt mit 5.000 cm²/g deutlich über dem Wert von 3.700 für einen vergleichbaren HOZ 35 L.
- 2. Die Körnung von 0,05 mm liegt mit 97 % über den sonst üblichen Werten von 90 % für normalen HOZ.
- 3. Infolge eines höheren Schlackenanteils von ca. 75 % gegenüber ca. 50 % bei normalem Hochofenzement ist eine höhere Beständigkeit gegen evtl. auftretende

- aggressive Einflüsse gegeben (z. B. durch Sulfate im Grundwasser).
- 4. Durch den Zusatz von 0,5 Gew.-% Tricosal 188 EH (Plastifikator) und die Verwendung eines "L"-Zements wurden Verarbeitbarkeit und Transportfähigkeit über die z.T. 300 m langen Verpreßleitungen verbessert und die Sedimentationsstabilität erhöht. Auch der hohe Blaine-Wert wirkt sich positiv auf die Sedimentationsstabilität aus.

Alle genannten Faktoren tragen dem Ziel einer möglichst optimalen Abdichtung Rechnung.

3 Ergebnisse der Injektionsarbeiten

In Bild 2 wird deutlich, daß die Zementaufnahme der einzelnen Bohrlöcher in ihrer Gesamtheit sehr uneinheitlich ist. Auf engstem Raum wechseln sich Bohrlöcher mit sehr hohen und niedrigen Verpreßmengen ab (z.B. Bohrlöcher 71, 72, 73).

Da die Bohrungen nicht fortlaufend hintereinander verpreßt wurden, sondern wie beschrieben im Pilgerschrittverfahren, liegt die Vermutung nahe, daß die Reihenfolge der Injektion einen großen Einfluß auf die Zementaufnahme hat.

Während der Injektionsarbeiten wurde jedoch deutlich, daß bei Verdichtung des Injektionsrasters durch Injektionsarbeiten zwischen zwei schon verpreßten Bohrlöchern nicht in jedem Fall eine Verringerung der Zementaufnahme erfolgte.

Die Unterschiede beziehen sich jedoch nicht nur auf die Lage der Bohrlöcher sondern auch auf die Tiefe des jeweiligen Injektionshorizontes.

Bild 1 zeigt das sehr anschaulich. Im linken Teil der Abbildung sieht man die Lage der neuen Ankerbohrlöcher (= Injektionsbohrlöcher) und des alten Schleiers. Im rechten Teil sind die durchschnittlichen Zementaufnahmen in kg/m ohne Bohrlochvolumen und die zugehörigen Injektionsdrücke aufgezeichnet. Die Zementaufnahme ist danach abhängig von:

- 1. dem Injektionsdruck,
- 2. dem Einfluß des alten, noch intakten Injektionsschleiers und damit
- dem Anteil an offenem Kluft- bzw. Fließwegvolumen, das entweder primär vorhanden oder durch ältere Injektionen stark beeinflußt ist.

Selbst die Maximalwerte von 67,6 kg/m im Bohrlochtiefsten liegen immerhin noch ca. 51 % niedriger als die durchschnittliche Zementaufnahme der nicht so tief reichenden Injektion von 1960/1961. Damals wurden im Mittel 90,97 kg/m im Mauerwerk und 132,94 kg/m im Fels verpreßt.

Der Injektionsdruck lag damals mit Maximalwerten von 30 bis 40 bar deutlich über den heutigen Werten.

Interessant ist auch der Bereich der drucklosen Verfüllung in der Staumauer. Der relativ hohe Wert von i.M. 10,3 kg/m ist dabei im wesentlichen auf die drucklose Verfüllung von alten, noch offenen Drainagerohren mit ca. 10 cm Durchmesser zurückzuführen. Diese galten als vollständig injiziert.

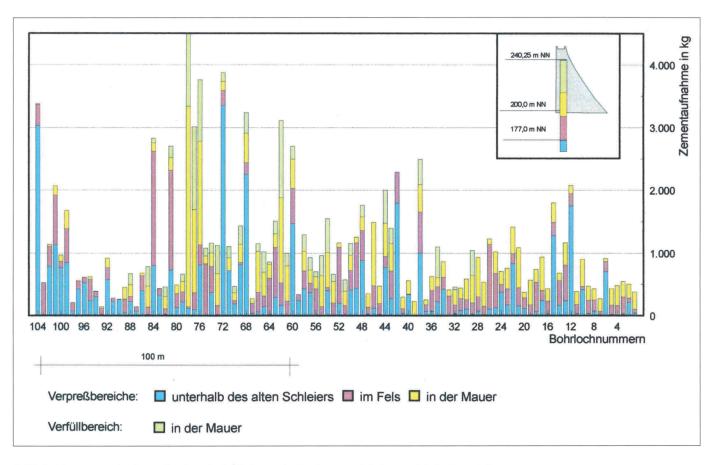


Bild 2: Zementaufnahme in den Bobrlöchern in kg in verschiedenen Tiefenbereichen

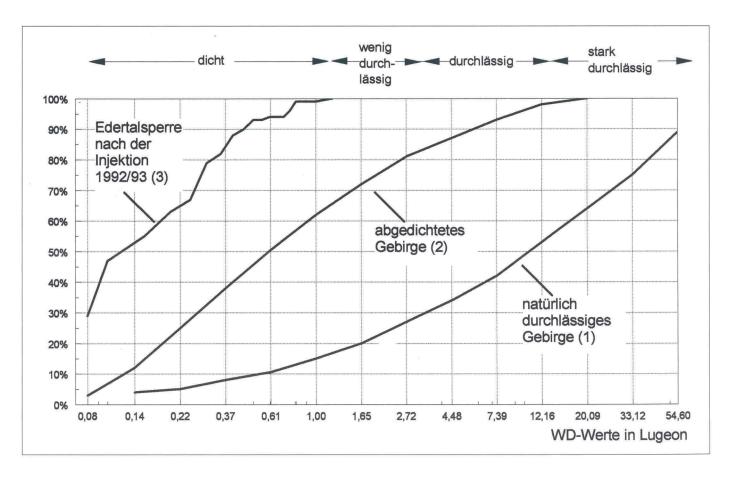


Bild 3: Summenkurven von WD-Werten im Gebirge in natürlichem (1) und abgedichtetem Zustand (2) nach SCHADE, 1977; ergänzt mit der Summenkurve der Ederstaumauer (3)

Das Mauerwerk der Staumauer wies im allgemeinen keine größeren Aufnahmen auf. Das schließt jedoch nicht aus, daß zwischen den Bohrlöchern Umläufigkeiten vorhanden sein konnten.

Die Mittelwerte der Zementaufnahme betragen für die Injektionsarbeiten an der Ederstaumauer der Jahre 1992/1993:

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

Das Bohrlochvolumen wurde generell subtrahiert. Gleichfalls wurden technisch bedingte Verluste in Abzug gebracht (z.B. Schlauchfüllungen).

Die abschließenden WD-Tests wurden grundsätzlich nur nach der Injektion und in den untersten 15 m der Bohrlochstrecke durchgeführt.

Der Mittelwert der Wasseraufnahme für die 104 in den Ankerbohrungen durchgeführten WD-Tests liegt bei 0,21 Lugeon.

Der Grenzwert für den Ankereinbau von 1 Lugeon wurde damit deutlich unterschritten. Lediglich in 8 Fällen mußte eine Nachinjektion im 273 mm-Bohrloch ausgeführt werden.

Die Summenkurve der WD-Werte der Ederstaumauer (Bild 3) zeigt, daß die Streuung sehr gering ist. Die Kurve liegt deutlich in dem als "abgedichtetes Gebirge" ausgewiesenen Bereich.

Die nach Formel (1) aus den WD-Werten berechneten k_f -Werte liegen zwischen $1,1\cdot 10^{-7}$ und $9,7\cdot 10^{-8}$ m/s.

$$k_f = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot L} \cdot \ln \left(\frac{R}{r} \right) \cdot \frac{Q_{WD}}{H_o}$$
 (1)

k, - Durchlässigkeitsbeiwert in m/s

Q_{wD} - Wasseraufnahme in m³/s

H - wirksame Druckhöhe im Testabschnitt in m

L - Länge der Abpreßstrecke in m

- Radius der Verpreßbohrung in m

R - Reichweite in m (gewählt: 1 m)

Interessant sind noch die Ergebnisse der in den Jahren 1991/1992 durchgeführten Injektionsarbeiten im unbehandelten Gebirge unterhalb des Tosbeckens. Sie wurden im gleichen Teufenbereich wie bei den Ankerbohrungen 1992/1993 durchgeführt.

Der WD-Mittelwert vor der Injektion von 50 Lugeon konnte durch die Injektionsarbeiten auf 0,42 Lugeon reduziert werden.

Unter Bezug auf die WD-Ergebnisse ist zu erkennen, daß durch die äußerst sorgfältige Planung und Ausführung der Injektionsarbeiten ein hervorragendes Ergebnis erzielt wurde. Die unter Punkt 1 aufgeführten Zielstellungen der Injektionsarbeiten wurden erreicht.

Literatur

SCHADE, D.C.: WD-Versuche in verschiedenen geologischen Formationen. - Ber. 1. Nat. Tag. Ing.-Geol.; 1977, S. 409-427.

Für die Unterstützung bei der Erstellung der Grafiken möchte ich mich ganz herzlich bei Herrn Dipl.-Ing. B. Aberle, WBI-Aachen, bedanken.

Qualitätssicherung bei den Bohrund Ankerarbeiten zur Instandsetzung der Ederstaumauer

DIPL.-ING. BERND ABERLE*

1 Einleitung

Durch die beschriebenen Instandsetzungsmaßnahmen wurde die Standsicherheit der Ederstaumauer mit Hilfe von 104 Dauerfelsankern erhöht. Die ungewöhnlich großen Ankerkräfte und die Forderung des Bauherren hinsichtlich ihrer Lebensdauer bei voller Gebrauchsfähigkeit der Mauer von 80 – 100 Jahren erforderten einen hohen Qualitätsstandard und einen sorgfältigen Korrosionsschutz.

Von Fachleuten wird Qualität beschrieben als ein Maß für den Grad der Übereinstimmung eines in Anweisungen, Konstruktionsbeschreibungen und Zeichnungen festgelegten Produktes mit der wirklichen Ausführung [1].

Die Ausführungsqualität der Arbeiten an der Ederstaumauer wurde durch Ingenieure des WSA Hann. Münden und mehrere Spezialisten für einzelne Teilbereiche überwacht. Die Überwachung der Bohr- und Injektionsarbeiten lag während der Bauzeit in den Händen des Ingenieurbüros Prof. Wittke (WBI). Zusätzlich zu der bestehenden Fremd- und Eigenüberwachung der Lieferfirma wurde jeder Anker auf Weisung des Bauherren ebenfalls von WBI überprüft.

2 Vorversuche

Von Dezember 1991 bis Februar 1992 wurden umfangreiche Vorversuche zur Eignung der Anker und besonders zu der Eintragung der Vorspannkräfte in den Untergrund durchgeführt.

Bild 1: Vorversuche im Tosbecken der Ederstaumauer



^{*} Dipl.-Ing. B. Aberle, Mitarbeiter des Ingenieurbüros Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH (WBI)



Im Tosbecken der Staumauer wurden hierbei drei Anker auf der rechten Talseite in einer Wechsellagerung aus Grauwacke und Tonstein und drei weitere Anker auf der linken Talseite in Grauwackeschichten eingebaut. Die Anker wurden einer Eignungsprüfung unterzogen und bei pull-outtests mit maximal 8000 kN belastet. Die Ergebnisse bestätigen die Eignung der Anker für die vorgesehene Baumaßnahme (siehe Beitrag 15).

3 Überwachung der Bohr- und Injektionsarbeiten

Die abwechselnd 68 m und 73 m tiefen Bohrungen zur Aufnahme der Anker wurden mit zwei Kernbohrgeräten als Seilkernbohrungen (\varnothing 146 mm) von der erneuerten Mauerkrone abgeteuft.

Die ingenieurgeologische Betreuung der Bohrarbeiten durch das Hessische Landesamt für Bodenforschung (HLB) umfaßte die Aufnahme der Bohrkerne im Fels in lithologischer und tektonischer Hinsicht sowie eine Beurteilung der Krafteintragungsstrecken.

Von der Fachbauüberwachung WBI wurde die Gewinnung, Kennzeichnung und Lagerung der Bohrkerne überwacht. Zusätzlich wurden die Bohrkerne aus der Mauer und dem Untergrund fotografiert, kartiert und im Hinblick auf die folgende Injektion ausgewertet.

Aufgrund der geringen Wandstärke von rd. 2,5 m zwischen der vorhandenen Vorsatzschale und dem unteren Kontrollgang wurde vom Auftraggeber die Einhaltung einer Bohrlochabweichung von weniger als 1 % der Länge in Höhe des unteren Kontrollganges gefordert. Das heißt, daß nach 40 Bohrmetern die Bohrachse maximal 40 cm von der Sollachse abweichen durfte. Gewöhnlich ist bei Kernbohrungen mit Bohrlochabweichungen von 2 - 3 % zu rechnen. Die ausführende Firma erreichte eine Bohrlochabweichung von im Mittel 0,36 % in Höhe des unteren Kontrollgangs und von 0,45 % im Bohrlochtiefsten. Die Abweichungen von der Sollachse sind in Bild 2 dargestellt.

Die Bohrlochachse wurde mit einer Bohrlochsonde (Maxibor) vermessen. Durch Befahren einer Referenzstrecke wurde vor und nach jeder Messung die einwandfreie Funktion der Sonde nachgewiesen.

Zusätzlich wurde die Lage der Bohrungen mit einem Sender im Bohrloch und einem Empfänger im unteren Kontrollgang bestimmt. Eine Horizontalbohrung als

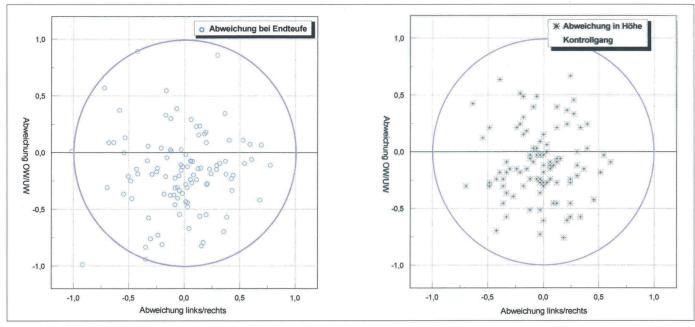


Bild 2: Abweichung von der Bohrlochachse

Stichprobe vom unteren Kontrollgang in eine bestehende Ankerbohrung bestätigte die Meßergebnisse.

Nach Abteufen der Bohrungen wurden die Bohrlöcher mit Zementsuspension verpreßt (siehe Beitrag 17).

Die Einpressungen erfolgten kontinuierlich im Tag- und Nachtschichtbetrieb vom Bohrlochtiefsten ausgehend nach oben. Die Verpreßabschnitte wurden mit Einfachpackern begrenzt. Ein Schwerpunkt der Überwachungstätigkeit lag in diesen Injektionsarbeiten. Eine Überschreitung der maximalen Verpreßdrücke hätte schwerwiegende Schäden im Mauerwerk oder in der Gründungssohle verursachen können. Die Verpreßdrücke, der W/Z-Wert (Mischungsverhältnis Wasser zu Zement), die Wartezeiten, die Abbruchkriterien u.ä. waren aufgrund der Erfahrungen aus den Vorversuchen festgelegt worden. Durch eine Bauüberwachung rund um die Uhr konnten diese Vorgaben variiert und der angetroffenen geologischen Situation angepaßt werden. Der Druck und die Menge wurden während der Verpreßzeit automatisch aufgezeichnet. Insgesamt wurden in mehr als 2000 Verpreßstunden 100 t Zement in das Gebirge und das Mauerwerk injiziert. Im Bild 3 sind die aufgebrachten Verpreßdrücke und die mittleren Zementaufnahmemengen dargestellt.

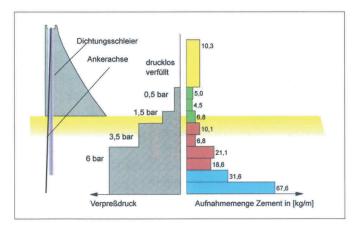


Bild 3: Verpreßdrücke und mittlere Zementaufnahmen

Die injizierten Bohrlöcher wurden in einem weiteren Arbeitsschritt mit einem Rollenmeißel aufgebohrt und anschließend mit einem Imlochhammer von 146 mm auf 273 mm aufgeweitet. Die Hammerkrone war mit einem Pilotdorn versehen, um die Einhaltung der ursprünglichen Bohrachse zu gewährleisten.

Im Anschluß an die Aufweitung wurde die Vergütung der Bohrlöcher mit Hilfe von WD-Tests überprüft. Diese wurden unter Verwendung eines Einfachpackers, mit einem maximalen Verpreßdruck von fünf bar durchgeführt. Die in den WD-Tests aufgebrachten Drücke und die vom Fels und der Mauer aufgenommene Wassermenge wurden mit einem Schreiber aufgezeichnet. Als Einbaukriterium für die Anker war eine Aufnahmemenge von weniger als ein Liter pro Minute bei einem Druck von einem bar über die gesamte Krafteintragungslänge von 10 m vorgegeben. Dieses Kriterium wurde lediglich bei acht von 104 Bohrungen nicht erfüllt. Diese Bohrungen wurden im Bereich der Krafteinleitungsstrecke nachverpreßt. Nach Überprüfung durch einen weiteren WD-Test konnte die Fachbauüberwachung die Bohrlöcher zum Einbau der Anker freigeben.

4 Überwachung der Ankerfertigung

Das tragende Element der Instandsetzung sind die 104 Dauerfelsanker. Bei diesem Ankertyp werden die Ankerkräfte mit einem Ankerkopf über einen Lastverteilungsbalken aus Stahlbeton in das Mauerwerk und am Ankerfuß über eine Verpreßstrecke in den Untergrund eingeleitet. Die Kraftübertragung vom Ankerkopf zum Ankerfuß erfolgt durch 34 Spanndraht-Litzen ST 1570/1770 mit je 150 mm² Nennquerschnitt. Jede einzelne Litze besitzt in der freien Ankerlänge eine Umhüllung aus Korrosionschutzfett und einen Kunststoffmantel (PE). Das Litzenbündel wird in der freien Ankerlänge von einem 11,4 mm starken PE-Glattrohr (Ø 200 mm) und im Bereich der Krafteintragungsstrecke mit einem gerippten PE-Rohr ummantelt (vgl. Bild 4). Der Übergang zwischen dem PE-Glattrohr und dem PE-Ripprohr wird von innen mit einer Stahlmuffe gestützt und von außen mit einem aufgeschrumpften Kunststoffschlauch abgedichtet.

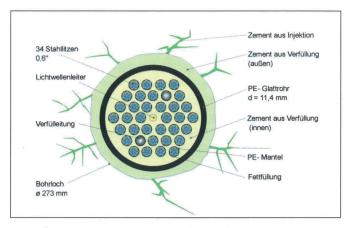


Bild 4: Schnitt im Bereich der freien Ankerlänge

Grundlage für die konstruktive Ausbildung des Ankers sind die DIN 4125 [2] und eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, die jedoch keine Gültigkeit für die hohe Gebrauchslast von 4500 kN hatte. Aus diesem Grund war eine Zustimmung im Einzelfall durch die WSV unter Einschaltung des Institutes für Bautechnik in Berlin erforderlich. In der Zulassung sind die Anforderungen für die erforderlichen Ankerkomponenten und notwendigen Arbeitsschritte zur Herstellung detailliert beschrieben. Das Dokumentationswesen wurde erweitert und an die europaweit geltenden Normen zur Qualitätssicherung ISO 9000 ff. [3] angepaßt.

Die DIN 4125 und die Zulassung verlangen für Anker diesen Typs ein Überwachungssystem bestehend aus einer Fremd- und Eigenüberwachung. Die Eigenüberwachung des Ankerherstellers, in diesem Fall die Firma SUSPA, prüft in Eigenverantwortung und nach Vorgaben der Zulassung, die verwendeten Bauteile und die erforderlichen Arbeitsschritte. Die mit der Ausführung und Prüfung betrauten Mitarbeiter der Firma zeichnen ihre Prüfergebnisse in Protokollen ab.

Der Fremdüberwacher, hier das Materialprüfungsamt für Bauwesen der TU München, formuliert und überprüft das Eigenüberwachungssystem der ausführenden Firma und kontrolliert stichprobenartig Material und Montage.

Das bestehende Kontrollsystem aus Fremd- und Eigen- überwachung wurde von einer ständigen Überwachung durch WBI ergänzt. Ziel der ständigen Überwachung war eine lückenlose Kontrolle eines jeden Ankers von der Anlieferung der Ankerkomponenten auf der Baustelle über die Montage, den Einbau und das Spannen bis zu den abschließenden Korrosionsschutzmaßnahmen. Nachverbesserungen waren in der Bauzeit nur beschränkt möglich und sollten deshalb auf ein Minimum beschränkt werden. Die Montage der Anker wurde in einzelne Schritte gegliedert, die jeweils von der Fachbauüberwachung mit einer Checkliste abgenommen und protokolliert wurden (siehe Bild 5). Diese Abnahmen mußten in die laufende Ankerproduktion eingepaßt werden, ohne dabei den Arbeitsablauf zu hemmen oder zu stören.

Da die Anker aufgrund ihrer Länge von 70 bzw. 75 m und ihres Gewichts von rd. 4 t weder auf der Straße noch auf der Bahn transportiert werden konnten, wurden sie in einem Baustellenwerk unmittelbar neben der Staumauer

zusammengebaut. Durch die enge Verzahnung zwischen Montage und Einbau war eine schnelle Rückkopplung zwischen Produktion und Einbau möglich, so daß notwendige Änderungen im Bauablauf sofort umgesetzt werden konnten.

Die Ankerkomponenten wurden im Herstellerwerk in Königsbrunn vorbereitet und auf der Baustelle angeliefert. Hier wurden die Ankerbestandteile auf Beschädigungen und Maßhaltigkeit überprüft. Beispielsweise wurden die Ripprohre von innen her durchleuchtet, um kleinste Risse oder Löcher festzustellen.

Die PE-Glattrohre wurden ungerollt in drei Teilen angeliefert und auf der Baustelle mit einem Heizspiegelschweißgerät miteinander verschweißt. Die Stahllitzen 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. Zuvor erfolgte die genaue Kontrolle, ob die Litzen der Krafteintragungsstrecke auch tatsächlich völlig frei von Fett und Flugrost waren. Mögliche Fettreste wurden mit Spiritus entfernt.

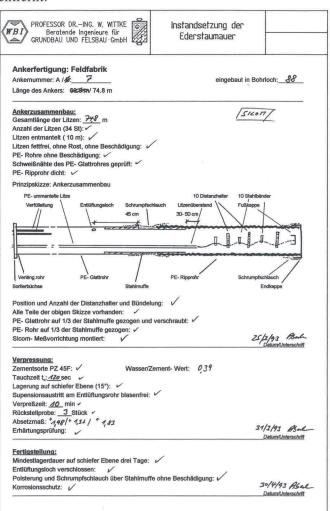


Bild 5: Beispiel für eine Checkliste

Nachdem das Ripprohr aufgezogen und mit der freien Ankerlänge verbunden war, wurde die Krafteintragungsstrecke auf einer geneigten Verpreßebene mit Zementmörtel vollständig verfüllt (vgl. Bild 6). Dies war dann erreicht, wenn der Zementmörtel blasenfrei aus einer Kontrollbohrung oberhalb der Stahlmanschette austrat.

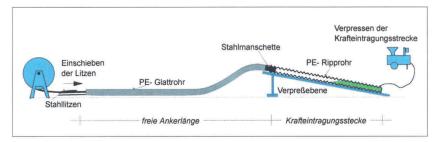


Bild 6: Schematische Darstellung der Ankerberstellung

5 Transport, Einbau und Spannen der Anker

Von der Herstellung bis zum Einbau der Anker war die Krafteintragungslänge gegen mechanische Beschädigung durch eine zusätzliche Umhüllung mit Folien geschützt. Die Anker wurden mit Transportrollen zum Bohransatzpunkt auf der Mauerkrone verfahren. Zum anschließenden Einbauwurde der Anker mit einem speziell entwickelten Einbaurahmen und einem Mobilkran in das Bohrloch eingelassen (vgl. Bild 7).



Bild 7: Ankereinbau mit Mobilkran und Einbaurahmen

Dabei verhinderten die am Anker angebrachten Abstandshalter eine Beschädigung des äußeren Hüllrohrs durch die rauhe Bohrlochwandung. Beim Einbau wurde noch einmal die Ankerhülle auf eventuelle Beschädigungen überprüft.

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 Krafteintragungslänge mit Zementsuspension verfüllt. Das verbliebene Restwasser wurde dabei nach oben verdrängt. Der komplette Einbau einschließlich Transport zum Bohrloch dauerte im Mittel 6 Stunden.

Das Anspannen der Anker erfolgte vom oberen Kontrollgang aus mit einer hydraulischen Presse. Jede Litze wurde in der Ankerplatte verkeilt. Bei der Abnahmeprüfung mit der

1,5 fachen Gebrauchslast wurden die Dehnwege der Litzen gemessen. Nach der Abnahmeprüfung wurden die Anker zunächst auf 50 % der Gebrauchslast festgelegt. Nach dem Anspannen aller Anker auf diesen Wert wurden die Vorspannkräfte auf 80 % und erst im dritten Durchgang auf die volle Gebrauchslast erhöht. Durch die stufenweise Erhöhung der Vorspannkräfte sollte die Krafteintragung in Mauerlängsrichtung

gleichmäßig erfolgen. Zur kontinuierlichen Überwachung der Ankerkräfte wurden 10 der 104 Anker mit Druckmeßdosen und Lichtwellenleitern versehen (siehe Beitrag 7).



Bild 8: Ankerspannen im oberen Kontrollgang

6 Schlußbemerkung

Die Verankerung der Staumauer mit Vorspannankern gegen den Felsuntergrund führt zu einer den heutigen Anforderungen entsprechende Standsicherheit der Mauer für weitere 80 - 100 Jahre.

Die Baumaßnahmen haben gezeigt, daß hochtragfähige Anker 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.

Literatur

- [1] Rinne/Mittag, Statistische Methoden der Qualitätssicherung, Hanser, München
- [2] DIN 4125, Kurzzeitanker und Daueranker, November 1990
- [3] ISO 9000, Qualitätsmanagements- und Qualitätssicherungsnormen, Mai 1990

Erneuerung der Grundablässe

DIPL.-ING. KARL CLOBES*



1 Einleitung

Die im Jahre 1914 in Betrieb genommenen 6 Grundablaßrohre der Staumauer waren aus genieteten Flußeisenblechen gefertigt. Dieses Material ist nach heutigen Maßstäben nicht alterungsbeständig und neigt zum Sprödbruch. Die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe (BAW) kam in ihrem Untersuchungsbericht Anfang 1988 zu folgendem Ergebnis:

"Ein erhebliches Sicherheitsrisiko liegt jedoch im 80 Jahre alten Material der Rohrleitung begründet. Obwohl keine Proben für eingehendere Untersuchungen (Zugversuch, Kerbschlagversuch, Schliffe) entnommen werden konnten, muß aus der Kenntnis der Eigenschaften von Stählen aus dieser Zeit und aus den Untersuchungen des Allianz-Zentrums für Technik davon ausgegangen werden, daß das Material nicht alterungsbeständig ist und zum Sprödbruch neigt. Sprödbrüche können auch bei niedrigen Gebrauchsspannungen auftreten und durch die Dauerschwingungen im Grundablaßbetrieb ausgelöst werden. Die Grundablaßrohre müssen erneuert werden."

Vom Germanischen Lloyd Hamburg wurden zusätzlich Rißprüfungen im Bereich der eingeschweißten Einstiegschächte durchgeführt. In der Zusammenfassung seines Prüfberichtes von Ende 1988 ist vermerkt:

"Insgesamt ergeben sich aus den Oberflächenrißprüfungen keine Hinweise, die ein weiteres Betreiben der Grundablässe in Frage stellen. Wegen der generellen Sprödbruchanfälligkeit von Flußstahl wird jedoch empfohlen, die Leitungen im Laufe der nächsten Jahre auszutauschen."

Diesen Empfehlungen wurde aus Sicherheitsgründen gefolgt.

2 Beschreibung des alten Systems

Es waren 6 parallel liegende, baugleiche Rohrleitungen von ca. 43,5 m Länge und einem Durchmesser von 1350 mm vorhanden. Sie waren mit einer dicht schließenden Notverschlußklappe, einem wasserseitigen Schieber nach ca. 6,70 m und einem luftseitigen Schieber ca. 3,50 m vor dem Ende der Rohrleitung ausgerüstet.

Der mittlere Teil je eines Rohrpaares verlief freiliegend in einem ca. 14 m langen Rohrtunnel, während die Reststrekken in der Staumauer bzw. in den Fundamenten des Kraftwerkes Hemfurth II und des Schieberhauses eingebettet waren (Bild 1 und 2).

Die vorhandenen gußeisernen Schieber wurden hydraulisch betrieben.

Im Jahre 1927 erhielten die Rohrleitungen eine Abzweigung für den Betrieb von Turbinen. Dabei wurde eine Turbine an je 1 Rohrleitungspaar angeschlossen.

3 Randbedingungen für die Erneuerung

Im Interesse einer sicheren Bewirtschaftung der Talsperre mußte die Erneuerung der Grundablässe in die Gesamtkonzeption für die Instandsetzung der Staumauer und den Ausbau des Tosbeckens eingeplant, insbesondere aber mit der Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I durch die PreussenElektra terminlich abgestimmt werden.

Darüber hinaus kam nur eine Lösung in Frage, die aus Gründen der Akzeptanz in der Region und der Wasserbewirtschaftung für die Weser unabhängig vom Seewasserspiegel auszuführen war.

Der maximale Stau lag bei NN + 243,50 m, der minimale bei NN + 218,00 m. Die Grundablaßrohrachse liegt bei NN + 206,39 m. Es ergaben sich für die Ausführungsplanung somit Stauhöhen von 31,11 m bis 11,61 m.

Für die Bewirtschaftung der Talsperre mußten ständig 4 Grundablaßrohre betriebsbereit gehalten werden. Somit konnte immer nur ein Rohrpaar nach dem anderen erneuert werden. Von den beiden jeweils erneuerten Rohren erhielt eines eine Abzweigung (Hosenrohr) zur Turbine, um auch während der Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I die Wasserkraft zur Erzeugung von elektrischer Energie im Kraftwerk Hemfurth II nutzen zu können.

Nach Wiederinbetriebnahme des Kraftwerkes Hemfurth I werden die Turbinen des Kraftwerkes Hemfurth II endgültig stillgelegt, die Hosenrohre wieder ausgebaut und durch gerade Rohrstücke ersetzt.

4 Ausführungsvarianten

Der für die Ausführung der Arbeiten kritische Teil lag zwischen der Notverschlußklappe und dem wasserseitigen Schieber (Rohrabschnitt A, Bild 1).

Die einfachste Ausführungsvariante – Einbau des Rohrabschnittes A bei leerer Talsperre – schied aus bereits erwähnten Gründen aus.

Als zweite Variante stand der Einbau des Rohrabschnittes A im Schutze einer ca. 40 m hohen Spundwand oder eines geschlossenen Senkkastens zur Diskussion. Bei dieser Variante waren jedoch große Anforderungen an die Arbeitssicherheit und an die Sicherheit des Bauwerkes zu stellen. Die erforderlichen Aufwendungen für die Dichtungsanschlüsse an die vorhandene Mauervorsatzschale und die damit verbundenen Kosten, sowie die langen Ausführungszeiten führten zum Ausschluß der Variante.

^{*} Dipl.-Ing. K. Clobes, erster Sachbearbeiter in der Bauüberwachung des Wasser- und Schiffahrtsamtes Hann. Münden an der Ederstaumauer

Bei der gewählten Ausführungvariante wurde ein entsprechend vorbereitetes Rohr des Rohrabschnittes A von DN 1200 mm in das vorhandene, geflutete Rohr DN 1350 mm mit Hilfe von Tauchern eingeschoben. Es wurde diese Variante gewählt, obwohl durch die Querschnittsverkleinerung die Leistungsfähigkeit der neuen Grundablaßrohre um ca. 20% vermindert wurde.

Nach einer öffentlichen Ausschreibung wurde die Fa. Noell GmbH, Würzburg mit der Durchführung der Arbeiten beauftragt. Sie erfolgten von Mai 1991 bis Mai 1992

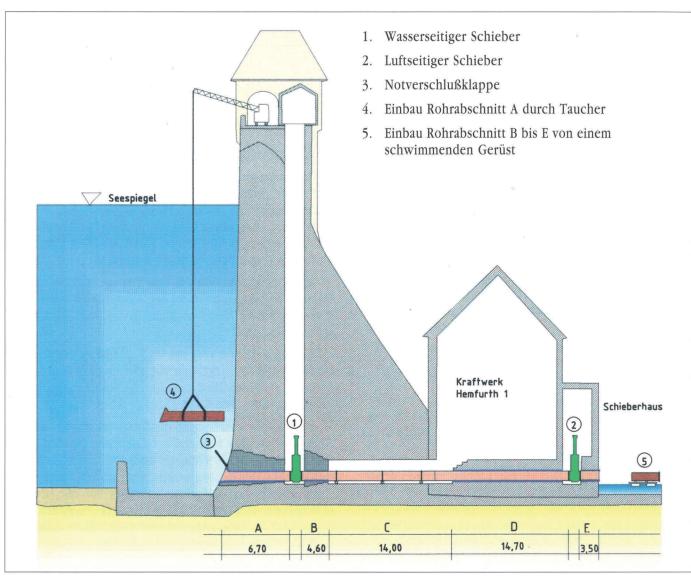


Bild 1: Querschnitt durch die Staumauer im Bereich der Grundablässe

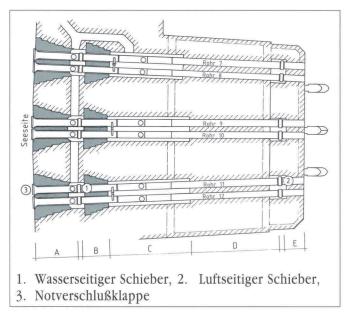


Bild 2: Horizontalschnitt durch die Grundablässe

5 Baudurchführung

Nach eingehender Vermessung der vorhandenen Grundablaßrohre im Schutz der alten Notverschlußklappen, vor allem im trompetenförmigen Einlaufbereich, wurden die neuen Rohrabschnitte A mit demontierbaren Notverschlußklappen vorgefertigt und beschichtet. Dabei war besondere Sorgfalt auf eine tropfdichte Ausbildung der Flanschauflageflächen (Rückseite neuer Flansch auf Vorderseite vorhandenem Flansch) erforderlich.

Die weiteren Rohrschüsse sowie die Hosenrohre wurden ebenfalls nach Aufmaß vorgefertigt und beschichtet. Die Absperrschieber wurden als geschweißte und geschraubte Konstruktionen ausgeführt und fertig beschichtet angeliefert.

Nach dem Entfernen der alten Rechenkonstruktionen wurden die zu erneuernden Rohrleitungen bis zum luftseitigen Schieber geflutet. Die wasserseitigen Schieber blieben geöffnet. Mit einem Turmdrehkran auf der Mauerkrone wurden die neuen vorgefertigten Rohrabschnitte A auf der Wasserseite bis in Höhe der Rohreinläufe abgelassen (Bild 3). Durch Taucher wurden diese ausgerichtet und in die Rohre eingeschoben (Bild 4).

Anschließend wurden die Notverschlußklappen montiert, geschlossen und die luftseitigen Schieber geöffnet.

Das anstehende Wasser drückte die mit einer Dichtung versehene Rückseite des neuen Flansches auf die entsprechend vorbereitete Flanschvorderfläche des alten Rohres. Die Kontaktstellen waren tropfdicht. Der Ringraum zwischen altem und neuen Rohr wurde mit vergütetem Zementmörtel verpreßt.

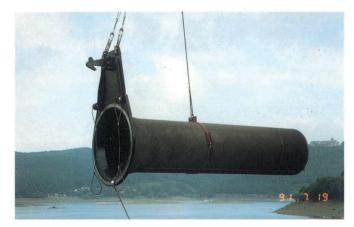


Bild 3: Absenken Robrabschnitt A

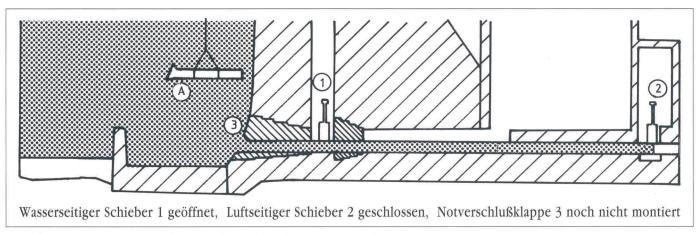


Bild 4: Robrabschnitt A wird mit Hilfe von Tauchern eingeschoben

Anschließend konnte die Demontage der wasserseitigen und luftseitigen Schieber und der freien Rohrleitungen im Rohrtunnel erfolgen (Rohrabschnitt C).

In den Rohrabschnitten B, D und E verblieben die alten Rohrleitungen im Mauerwerk bzw. im Beton. Hier wurden ebenfalls neue Rohre DN 1200 mm eingeschoben. Die neuen wasserseitigen Schieber wurden von der Mauerkrone aus durch die Schieberschächte vor Ort transportiert. Der Transport der luftseitigen Schieber erfolgte durch das Schieberhaus.

Die Anschlüsse der Rohre an die Schieber erfolgte über Flanschverbindungen. Im Bereich der verbliebenen alten Rohre wurden die Ringräume mit vergütetem Zementmörtel verpreßt.

Die freien Rohrstrecken in den Rohrtunneln werden durch entsprechend ausgebildete Fundamente und Stahlgurtungen gehalten.

Die einzelnen Rohrschüsse der Abschnitte B bis E wurden auf einem Ponton im Unterwasser herantransportiert, ausgerichtet und in die alten Rohre eingeschoben. Um den etwa um 1 m schwankenden Wasserstand auszugleichen, lagen die Rohre auf einem in der Höhe verstellbaren Verschubgerüst (Bild 5).

Auf einer anschließenden Verschubbahn wurden die Rohrschüsse an den Einbauort verfahren, ausgerichtet und untereinander verschweißt (Bild 6).

Schwierig gestaltete sich wegen der beengten örtlichen Verhältnisse die Montage der vorgefertigten Hosenrohrabzweige zu den 3 vorhandenen Turbinen (Bild 7).



Bild 5: Robreinbau vom Unterwasser



Bild 6: Robrverschub im Robrtunnel



Bild 7: Montage der Hosenrobre

Nach Beendigung der Montage- und Schweißarbeiten und dem Verpressen der Ringräume wurden die restlichen Beschichtungsarbeiten im Bereich der Schweißnähte ausgeführt. Parallel dazu wurden die Schieber mit elektrischen Antrieben der Fa. Auma Typ SA 07.1 – SA 48.1 ausgerüstet

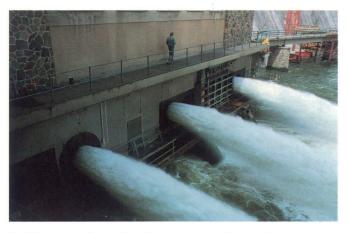


Bild 8: Drei der sechs Grundablaßrohre in Betrieb

und die elektrische und elektronische Ausrüstung installiert. Nach erfolgreichem Probebetrieb wurden die beiden ersten Grundablaßrohre in Betrieb genommen. Dann konnte mit der Erneuerung der nächsten beiden Rohre begonnen werden.

Begleitende Qualitätssicherung während der Arbeiten zur Erneuerung der Grundablässe

DIPL.-ING HELMUT JENSCH* DIPL.-ING. FRANK BAAK**

1 Einleitung

Der Umfang heutiger Bauprojekte und die damit verbundene Arbeitsteilung hat zu einer immer weiterreichenden Spezialisierung der am Bauprozess Beteiligten geführt.

So wichtig spezielles Fachwissen und Sachkompetenz der Ingenieure auf der einen Seite sind, so wichtig ist auf der anderen Seite der Blick über die Grenzen des eigenen Sachgebietes hinaus. Lange Zeit bestand die Meinung, daß Sicherheitsnachweise das Kriterium für Qualität einer Konstruktion sind. Heute weiß man, daß Sicherheit und Qualität von einer Vielzahl von Einzeleinflüssen bestimmt werden, die miteinander in Wechselwirkung stehen, also eine vernetzte Struktur bilden.

Im Rahmen heutiger Konzepte spielen daher neben

- den Sicherheitsnachweisen auch
- die konstruktive Ausbildung
- die Ausführungskontrolle und
- die Qualifikation der am Herstellungsprozeß Beteiligten eine wichtige Rolle.

Daher wird in letzter Zeit von verschiedenen Seiten für große Bauvorhaben eine für alle Bauphasen begleitende Qualitätssicherung eingeführt.

2 Qualität und Qualitätssicherung

Bevor man sich mit der Qualitätssicherung befaßt, sollten einige Begriffe definiert werden:

- Qualität in Anlehnung an DIN 55350-Teil 11, ist die Gesamtheit von Eigenschaften und Merkmalen eines Produktes, die geeignet sind, gegebene Anforderungen zu erfüllen.
- b) Qualitätssicherung sind die Maßnahmen zur Erzeugung der geforderten Qualität. Qualitätssicherung ist ein Hilfsmittel, mit dem sichergestellt wird, daß technische Arbeiten so ausgeführt werden, wie der Besteller sie wünscht.

Die Sicherstellung der Qualität eines Bauwerkes kann nicht allein Aufgabe der Prüfinstanz sein. Qualität kann nicht in ein Bauwerk hineingeprüft werden.



Die Qualitätssicherung beginnt vor der Auftragsvergabe mit der Erarbeitung der Ausschreibungsunterlagen. Nach der Auftragsvergabe erstreckt sie sich von der Prüfung der statischen Berechnung, über die Zeichnungsprüfung bis zur Überwachung aller Schritte während der Herstellung und Montage.

Hierzu gehören die Festlegung und Auswahl von Prüfungen und Kontrollen beim Auftragnehmer und den Unterauftragnehmern, in Abstimmung mit der Prüfinstanz.

Der Germanische Lloyd (GL) wurde vom Wasser- und Schiffahrtsamt Hann. Münden beauftragt, die Qualitätssicherung für die Grundinstandsetzung der Grundablässe durchzuführen.

3 Qualitätssicherung während der Werksfertigung

Bereits bei der Beurteilung der Konstruktionsausführung wurden die einzelnen Verfahrensprüfungen festgelegt. Die Randbedingungen forderten einen Einbau der Rohrsysteme bei angestautem See. Es mußten Herstellungsverfahren und Montageprozesse erarbeitet werden, die die Risiken des Versagens bei einem vertretbaren Aufwand minimierten.

Es galt Dichtungssysteme zu entwickeln, die zuverlässig arbeiten. Hierfür waren umfangreiche Verfahrensprüfungen und Versuche notwendig.

Die Bauüberwachung in den Herstellerwerken begann mit der Kontrolle der zur Fertigung nötigen Materialien. Für die Halbzeuge (Bleche und Profile) der tragenden Stahlbauteile mußten Abnahmeprüfzeugnisse 3.1.c nach DIN 50049 vorhanden sein, oder die entsprechenden Prüfungen durchgeführt werden.

Durch An- und Umstempeln ist gewährleistet, daß der Weg vom Halbzeug zur fertigen Komponente nachvollziehbar bleibt. Bei Serienbauteilen, wie z.B. den Stellantrieben, bei denen eine eindeutige Zuordnung zwischen Halbzeug und Endprodukt schwierig ist, wurde das Qualitätssicherungssystem des Verarbeiters geprüft.

Neben den Maßkontrollen war die Überwachung der Schweißarbeiten an den Stahlbauteilen der Schwerpunkt während der Fertigung. Der GL überwachte die Qualifikation des Personals, die Nahtvorbereitungen, den Schweißvorgang und die zerstörungsfreien Prüfungen der Nähte.

Nach der stahl- und maschinenbaulichen Fertigung wurde der Korrosionsschutz aufgebracht. Die gemachten Erfahrungen zeigen die Notwendigkeit einer umfassenden

^{*} Dipl.-Ing. H. Jensch, Abteilungsleiter der Abteilung Ingenieurbau – Stahlwasserbau des Germanischen Lloyd

^{**} Dipl.-Ing. F. Baak, Sachbearbeiter in der Abteilung Ingenieurbau - Stahlwasserbau des Germanischen Lloyd

Überwachung der klimatischen Bedingungen, des Reinheitsgrades der gestrahlten Oberflächen und der Einzel- und Endschichtstärkenmessungen.

Die Werksfertigung endete mit der Abnahme der einzelnen Bauteile mit teilweiser Funktionserprobung. So unterzog man die Stellantriebe einer Probe auf Einhaltung der Schutzart IP 68. Bei 40 m Wassersäule mußte der Antrieb in der Lage sein, ein komplettes Arbeitsspiel (Schieber auf und zu) durchzuführen. In einem Autoklaven wurden diese Bedingungen simuliert und der Test erfolgreich durchgeführt.

Für die Absperrschieber war in der Ausschreibung die Leckrate 0 gefordert. Die mit Deckeln dichtgesetzten Schieber wurden mit 6 bar Innendruck beaufschlagt (Bild 1). Anfängliche Probleme führten dazu, daß in enger Zusammenarbeit zwischen Hersteller und GL eine geänderte Dichtung konstruiert wurde, mit der die Tests erfolgreich verliefen.

4 Qualitätssicherung während der Montage

Die Bauüberwachung während der Montage erforderte Kenntnisse aus den verschiedensten Ingenieurdisziplinen. Das Wissen eines Bauingenieurs war z.B. während des Verpressens der durch Außendruck stabilitätsgefährdeten Rohre, sowie zur Abnahme der Fundamentbewehrungen nötig. Der Maschinenbauingenieur und der Elektroingenieur arbeiteten bei der Montageüberwachung der Schieber- und Notwindenantriebe, einschließlich der dazugehörigen elektrischen Anschlüsse und Kontrollanlagen, eng zusammen.

Die Prüfung der Stahlbauarbeiten sowie die Überwachung der Schweißarbeiten mit zerstörungsfreier Prüfung der Nähte lag im Aufgabenbereich des Stahlbauers mit Schweißfachingenieur-Ausbildung. Dieser war auch für die Bauüberwachung bei den Korrosionsschutzarbeiten zuständig. Aufgrund der Jahreszeit waren hier erhebliche Anstrengungen nötig, um die klimatischen Bedingungen für das Aufbringen der Beschichtungsstoffe zu schaffen. Man bewegte sich ständig im Grenzbereich der zulässigen Werte. Die Festlegungen der zu beschichtenden Flächen, die Kontrollmessungen von Temperatur und Luftfeuchte, die Messungen und Abnahmen der Schichtstärken erforderten einen hohen Aufwand.

Abschließend ist die Überwachung der Einhaltung von Sicherheitsvorschriften zu nennen. Dies umfaßte die Prüfung und Abnahme von Hebezeugen genauso wie die Kontrolle der elektrischen Schutzvorrichtungen.

5 Abnahme

Nach Abschluß wichtiger Bauabschnitte fanden Zwischenabnahmen und Funktionserprobungen statt. So wurden z.B. die Einlauftrompeten und die Notverschluß-

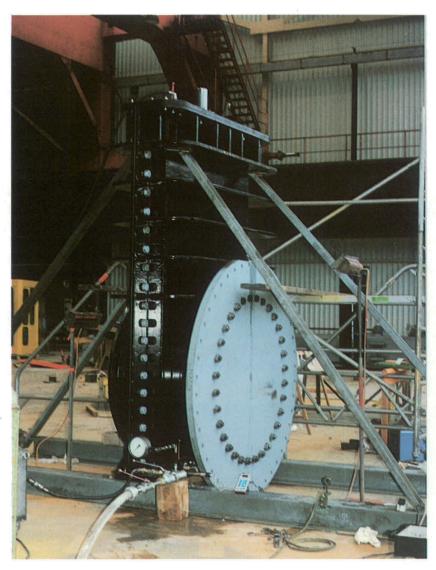


Bild 1: Absperrschieber - Dichtigkeitsprobe im Herstellerwerk

deckel als Einheit auf Ausführung und Funktion hin geprüft. Mit Hilfe von Tauchern und Videokameras wurde unter der Leitung des GL ein von ihm aufgestelltes Prüfprogramm durchgeführt. Für den weiteren zügigen und sicheren Bauablauf im Schutz dieser Bauteile war eine sofortige Bewertung der Untersuchungsergebnisse erforderlich.

Vor der Funktionserprobung der fertigen Grundablaßrohre wurden sämtliche Bauteile abschließend kontrolliert.
Die Absperrschieber durchliefen im trockenen Zustand ein
Testprogramm, bei dem neben der Ausführungskontrolle,
die Laufzeiten, die Endschalterstellungen, der Gleichlauf
und das Reagieren auf die Steuersignale geprüft wurden.
Leistungsmessungen wurden später unter Last vorgenommen.

Die erste Wasserbeaufschlagung diente der Dichtigkeitsprobe. Verlief auch dieser Test erfolgreich, wurden die Leitungen nach einem Programm des GL in Betrieb genommen. Das Verhalten bei strömendem Wasser wurde beobachtet und dokumentiert. Das Zusammenspiel der verschiedenen Komponenten konnte unter realen Bedingungen geprüft werden.

Die Prüfung der Betriebsanleitung sowie die Kontrolle der Werksdokumentation auf Richtigkeit und Vollständigkeit beendete die Arbeit des Germanischen Lloyd.

Planungen zur Umgestaltung des Tosbeckens

DIPL.-ING. HARALD GROTE*



1 Einleitung

Im Anschluß an die Instandsetzung der Ederstaumauer soll im Frühjahr 1995 das "Tosbecken" gemäß DIN 19700, Teil 11, für eine schadlose Abführung des 1000jährlichen Hochwassers (HQ₁₀₀₀) umgebaut werden.

Diese Arbeiten können erst dann beginnen, da erst von diesem Zeitpunkt an wieder eine Wasserabgabe über das umgebaute Kraftwerk Hemfurth I (vgl. Beiträge 23 und 24) erfolgen kann und das Kraftwerk Hemfurth II stillgelegt wird.

Bis dahin muß die Wasserbewirtschaftung noch über das Kraftwerk Hemfurth II (und ggf. über die 6 Grundablaßrohre) erfolgen, die das Wasser direkt in das anschließende Tosbecken einleiten. Aus diesem Grunde könnten Bauarbeiten in diesem Bereich nicht oder nur mit erheblichem Aufwand durchgeführt werden.

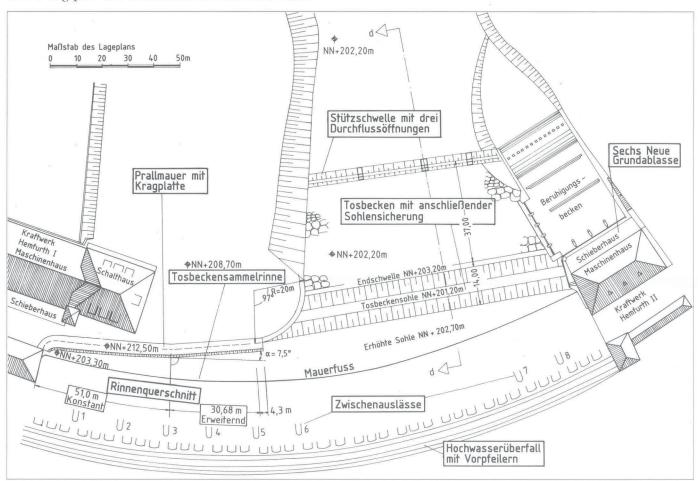
2 Beschreibung der geplanten Baumaßnahmen

Die im Beitrag 6 beschriebenen Modellversuche machen deutlich, daß auch die Bauwerke des Tosbeckens den gestiegenen Anforderungen aus der Wasserbewirtschaftung angepaßt werden müssen.

Das betrifft im einzelnen (Bild 1):

- 1. Kabelbrücke und Verbindungssteg
- 2. Prallmauer
- 3. Tosbecken-Endschwelle
- 4. Befestigungsstrecke
- 5. Stützschwelle
- 6. Beruhigungsbecken
- 7. Zuwegung

Bild 1: Lageplan der Einzelbauwerke des Tosbeckens



^{*} Baurat H. Grote, Sachbereichsleiter beim WSA Hann. Münden

2.1 Kabelbrücke und Verbindungssteg (Bild 2)

Im Bereich der Brückenpfeiler ist wegen der sehr ungünstigen Strömungsverhältnisse bei der Abführung des HQ₁₀₀₀ der Abbruch der Kabelbrücke und des Verbindungssteges zum unteren Kontrollgang der Staumauer erforderlich (vgl. Beitrag 6, Pkt. 2.5).

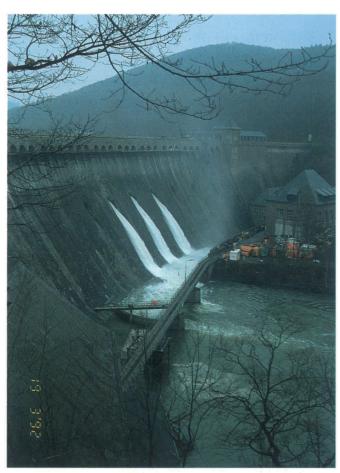


Bild 2: Die abzubrechende Kabelbrücke zwischen den Kraftwerken Hemfurth I und Hemfurt II mit Verbindungssteg zum unteren Kontrollgang der Staumauer

2.2 Prallmauer

Vor dem Kraftwerk Hemfurth I wird das über die Mauerkrone und ggf. durch die Notauslässe strömende Wasser in der durch die Prallmauer begrenzten Sturzbettsammelrinne gefaßt (Bild 3). Bei dem Bemessungshochwasser (HQ₁₀₀₀) würde bei der jetzigen Höhe der Prallmauer das Wasser über die Mauer treten und das Kraftwerksgelände einschließlich der Gebäude überfluten (vgl. Beitrag 6, Pkt. 2.4). Aus diesem Grund muß die Mauer eine hydraulisch günstigere Form erhalten, um die Wassermengen in Form einer "Wasserwalze" besser abzuleiten. Im Bereich des abzubrechenden Brückenwiderlagers erfolgt eine Aufweitung der Sammelrinne, so daß der Zulauf zum Tosbecken früher beginnt.

Deshalb muß in diesem Bereich die vorhandene Mauer bis auf die Gründungssohle (ca. NN + 196,00 m) abgebrochen werden. Die neue Prallmauer wird in Stahlbeton und mit Kragplatte zum Sturzbett hin hergestellt und anschließend mit Grauwacke-Bruchsteinen verblendet (Bild 4).

Die kraftwerkseitigen Sichtflächen der Mauer sollen abschnittsweise (ca. 8,0 m) mit Grauwacke-Bruchsteinen verblendet bzw. mit Rankgerüsten (ca. 3,0 m) und entsprechendem Bewuchs gestaltet werden.



Bild 3: Prallmauer vor dem Kraftwerk Hemfurth I

Im Bereich der unverschwenkten Mauer erfolgt nur eine Erhöhung der Prallmauer und die Ausbildung einer Kragplatte aus Stahlbeton mit entsprechender Verankerung in der vorhandenen Grauwacke-Bruchsteinmauer auf NN + 212,50 m.

2.3 Tosbecken-Endschwelle

Die Endschwelle aus Stahlbeton soll durch die unterschiedlich geneigten Flächen des trapezförmigen Querschnittes bei der Abführung des HQ_{1000} eine Energieumwandlung bewirken und als zusätzliche Sicherung des luftseitigen Staumauerbereichs dienen (Bild 5).

2.4 Befestigungsstrecke

Im Anschluß an die neue Endschwelle wird die vorhandene Flußsohle durch Wasserbausteine gegen Erosion gesichert. Dabei ist der erste Teilabschnitt (ca. 25,0 m) mit Wasserbausteinen der Klasse V mit Kantenlänge zwischen 35 cm bis 100 cm in einer Schüttdicke von bis zu 1,65 m zu verbauen (Bild 5).

Der zweite Teilabschnitt (ca. 12,0 m) ist mit Wasserbausteinen der Klasse IV mit Kantenlänge zwischen 20 cm bis 60 cm in einer Schüttsteindicke von bis zu 1,0 m zu befestigen. Vorhandene Kolke im Flußlauf werden mit ausgewähltem zwischengelagertem Material aus dem Mauerkronenabbruch (Grauwacke-Bruchstein) verfüllt.

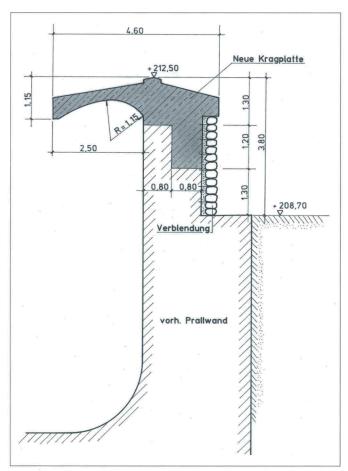


Bild 4: Vorbandene Prallwand mit neuer Kragplatte

Für Unterhaltungsarbeiten wird eine Absperreinrichtung in der Stützschwelle vorgesehen, die den Tosbeckenbereich gegen den Rückstau aus der Eder (bzw. aus dem Ausgleichsbecken Affoldern) schützt.

2.6 Beruhigungsbecken

Das aus den 6 Grundablässen kommende Wasser wird in das auf der rechten Talseite befindliche Beruhigungsbekken geleitet (Bild 6).

Hier sind folgende Baumaßnahmen erforderlich:

- Abbruch der alten Dammpfeilerbalken und Erneuerung der stark zerstörten Betonmauer der linken Beckenbegrenzung
- Einbau von neuen Sturzschwellen auf der Sohle
- Ausbesserung von Schadstellen der Betonüberlaufschwelle und der verklammerten Schüttsteinbefestigung
- Verfugen des Bruchsteinmauerwerkes an Ufermauer und Überlaufschwelle
- Überarbeitung der Betonflächen am Schieberhaus

2.7 Zuwegung

Mit dem Ausbau der Bauwerke im Unterwasser entfällt die Kabelbrücke als Verbindung zwischen den Kraftwerken Hemfurth I und Hemfurth II (vgl. 2.1). Damit ist die Zufahrtsmöglichkeit (PKW, Kleintransporter, LKW 7,5 t) für Unter-

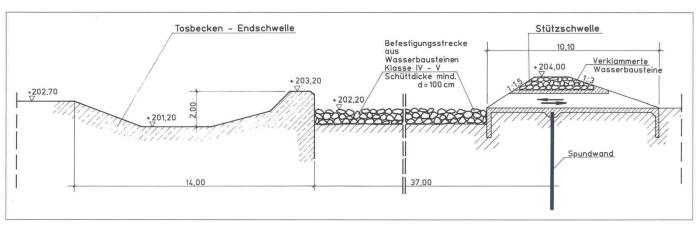


Bild 5: Längsschnitt durch das Tosbecken

2.5 Stützschwelle

Im Anschluß an die Befestigungsstrecke wird eine Stützschwelle angeordnet, die bei größeren Abflußmengen durch den Rückstau des Wassers ein "Wasserpolster" erzeugen soll (Bild 5).

Dieses "Wasserpolster" begünstigt die hydraulischen Verhältnisse bei der Abführung des HQ_{1000} und schützt gleichzeitig die Befestigungsstrecke im Anschluß an das Tosbecken gegen Erosion.

Die Stützschwelle wird als überströmbarer Damm aus schweren Steinblöcken mit Innenkerndichtung ausgebildet. Die Dichtung besteht aus einer während der Bauzeit genutzten Baugrubenspundwand, die später abgebrannt wird. In der Schwelle sollen drei Durchlässe (ca. 1,50 m x 0,80 m) einen ständigen Wasseraustausch ermöglichen.

haltungsarbeiten am Schieberhaus und an den Grundablässen sowie für Rettungsfahrzeuge nicht mehr gegeben.

Es ist deshalb vorgesehen, den am rechten Hang vorhandenen Betriebsweg entsprechend den Anforderungen auf einer Länge von insgesamt ca. 250 m in einer Breite von 3,0 m auszubauen (Bild 6).

Die bereits vorhandene wassergebundene Fahrbahndecke wird auf einer Länge von ca. 170 m belassen und erneuert.

Direkt vor dem Kraftwerk Hemfurth II muß zur Verbreiterung die vorhandene Treppe abgebrochen und eine zum Beruhigungsbecken hin auskragende Betonplatte neu hergestellt werden. Die unterhalb der abzubrechenden Betonkragplatte im Hangbereich vorhandene Bruchstein-Ufermauer wird durch zwei Ankerebenen gesichert.



Bild 6: Beruhigungsbecken der Grundablässe mit alten Dammbalkenpfeilern und Zahnschwelle. Rechts die Zuwegung zum Kraftwerk Hemfurth II

Zur Sicherung des Zufahrtsweges muß der Felshang ggf. von losem Geröll und Steinen geräumt werden und gegen Steinschlag gesichert werden.

3 Wasserbewirtschaftung während der Bauzeit

Die Talsperrenbewirtschaftung soll nahezu unbeeinflußt von den Arbeiten am Tosbecken erfolgen.

Da eine Vorentlastung der Talsperre während der Bauzeit nur über die beiden Rohrleitungen des Kraftwerkes Hemfurth I erfolgen kann, wird es bei großen Zuflüssen zu einem Überströmen der Staumauer und zu einer Überflutung des Baustellenbereiches kommen.

Um daraus entstehende Schäden möglichst gering zu halten, müssen die kritischen Bauphasen in einer Zeit durchgeführt werden, in der erfahrungsgemäß nicht mit größeren Hochwässern zu rechnen ist, also von Mai bis Oktober.

Das betrifft vor allem die Herstellung der neuen Prallwand und des Tosbeckengrabens, die in mehreren Abschnitten erfolgen soll.

4 Ausschreibung, Vergabe und Bauablauf

Anfang 1994 wird die Umgestaltung des Tosbeckens EG-weit ausgeschrieben, so daß die Auswertung und Prüfung der Angebote noch im Herbst 1994 erfolgen kann. Die Auftragserteilung ist für Januar 1995 vorgesehen.

Die gesamten Baumaßnahmen sollen in nur einem Jahr (1995) durchgeführt werden, um die Risiken, die sich aus der Wasserbewirtschaftung der Talsperre ergeben, möglichst auf einen geringen Zeitraum zu begrenzen.

Elektrizitätswirtschaft in Preußen – PreussenElektra

FRIEDRICH SCHRÖDER*

1 Zurück zu den Wurzeln

Daß "das Volk die Vorteile genießen könne, welche die Anwendung des elektrischen Stroms bietet" – dieser Gedanke bewegte den deutschen Ingenieur Oskar von Miller, als er 1862 die erste Fernübertragung für Strom über 57 Kilometer von Miesbach nach München schuf.

Doch die Verwirklichung des Gedankens von Millers ließ auf sich warten. Elektrizitätsversorgung gab es zunächst nur dort, wo Stromerzeugung und -verbrauch nah beieinander lagen. So gab es zu Beginn unseres Jahrhunderts eine Reihe privater "Elektrowerke", die überwiegend Bergbaubetriebe, Industrien sowie einige Großstädte mit elektrischem Strom versorgten.

Eigene elektrizitätswirtschaftliche Aktivitäten entfaltete der Staat Preußen im Zusammenhang mit dem Bau von Talsperren im Quellgebiet der Weser. Diese Talsperren sollten den Wasserstand der Weser in den Sommermonaten regulieren und im Winter die Fluten des "wildesten" Flusses Hessens bändigen helfen. Die Erzeugung von Strom fiel dabei nur als "kostenminderndes" Koppelprodukt an.

Im Zusammenhang mit der Errichtung von wasserwirtschaftlichen Anlagen entstanden nach und nach Wasserkraftwerke an Weser, Eder, Diemel und Main. Diese Wasserkraftwerke versorgten nahegelegene Landkreise mit Strom, die ihrerseits eigene Verteilungsnetze bauten und betrieben.

Bald stellten sich Lieferengpässe ein – der preußische Staat konnte seine eingegangenen Lieferverpflichtungen für Strom nur durch den Zubau von Dampfkraftwerken erfüllen. Diese entstanden unter anderem in Hannover-Ahlem und in Borken/Hessen, an der Weser bei Dörverden.

Doch von einer umfassenden Stromversorgung war man in Preußen noch weit entfernt. Und die Politiker erkannten, daß es "Strom für jedermann" nur geben kann, wenn der Staat hierfür den Rahmen schuf und den Aufbau einer umfassenden Stromversorgung finanziell förderte.

Aus dieser Erkenntnis entwickelte sich die Vorstellung von einer Elektrizitätswirtschaft, die den Interessen der privaten Wirtschaft ebenso "dienen" sollte wie den Bedürfnissen der Bevölkerung. Daß diese Ziele rasch durchgesetzt werden konnten, ist im wesentlichen Hans Staudinger, einem politischen Beamten im Reich und in Preußen, zu verdanken.



Dr. Hans Staudinger (1889 - 1980)



Staudinger war der Motor bei der Verwirklichung des politischen Willens in Preußen, die Voraussetzungen für eine "umfassende, sichere und auch vorteilhafte" Stromversorgung aller Bürger in Stadt und Land aufzubauen – und zwar zu gleichen Bedingungen für alle.

Der Staat ging dabei arbeitsteilig vor. Im Rahmen des Zweckverbandsgesetzes stellte er den Landkreisen die Aufgabe, regionale Stromversorgungseinheiten zu bilden und mit Versorgungnetzen zu erschließen, die auch dünnstbesiedelte Gebiete nicht ausgrenzten. Dabei ergab es sich von selbst, daß aneinandergrenzende Gebietskörperschaften sich zu größeren Regionalversorgern zusammenfanden, die zum größten Teil auch heute noch Bestand haben. Der preußische Staat selbst übernahm es, Beteiligungen an Kraftwerksgesellschaften zu erwerben.

Die Absicht Preußens war, die Stromversorgung in seinen strukturschwachen Provinzen zwischen Elbe und Ems, dänischer Grenze und Main zu einer Gemeinschaftsaufgabe zu machen. Sehr zum Mißfallen von etablierten Stromerzeugern in angrenzenden Gebieten - besonders im Westen und Südosten. Diese sahen ihre Pläne gefährdet, sich Absatzfelder in den dichter besiedelten Gebieten Preußens zu sichern.

Mit der den Preußen eigenen Beharrlichkeit verfolgten die Beamten ihren vorgezeichneten Weg zur Schaffung einer zukunftsweisenden Stromversorgungsstruktur. Von besonderer Bedeutung war in diesem Zusammenhang auch der Erwerb der Mehrheitsbeteiligung an der 1925 gegründeten "Nordwestdeutsche Kraftwerke AG – NWK" durch den preußischen Staat.

Schließlich faßte Preußen alle seine elektrizitätswirtschaftlichen Aktivitäten zusammen, gründete 1927 die "Preußische Elektrizitäts-Aktiengesellschaft" und brachte seine Beteiligungen auf dem Stromversorgungssektor darin ein.

2 Kraftwerksgruppe Edersee

Nicht zuletzt die Umwandlung bestehender staatlicher Regiebetriebe in Gesellschaften privaten Rechts und ihre Verschmelzung miteinander legte einen bedeutenden Grundstein für die pluralistische Struktur der Elektrizitätsversorgung hierzulande.

Doch zurück zur Eder, zum Bau der Staumauer: Im Zuge ihrer Errichtung entsteht das Speicherkraftwerk Hemfurth I, und zwar an der Luftseite am linken Ufer der Eder. Im Zuge des Ausbaus erhält diese Anlage sechs Turbinen mit einer elektrischen Gesamtleistung von 15 Megawatt. Hemfurth I

PreussenElektra Aktiengesellschaft

wird 1915, also ein Jahr nach Fertigstellung der Staumauer, in Betrieb genommen (s. Bild 2).

Unterdessen werden auch in dieser Region immer mehr Anwendungsbereiche für den elektrischen Strom erschlossen, die Nachfrage steigt rapide. Der Bau des Speicherkraftwerks Hemfurth II am rechten Ufer der Eder trägt dieser Tatsache Rechnung. Diese Anlage wird mit einer elektrischen Leistung von 16 Megawatt ausgestattet und geht 1928 ans Netz. Ihr folgt die Inbetriebnahme des Laufwasserkraftwerks Affoldern mit 2,5 Megawatt im Jahre 1930. Zuvor tut sich aber auch an der Diemeltalsperre einiges: Dort geht 1924 das Speicherkraftwerk Helminghausen mit rund einem Megawatt Leistung in Betrieb.

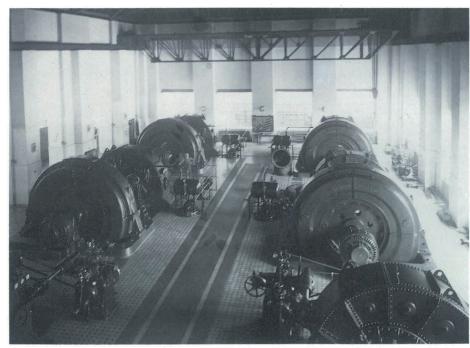


Bild 2: Maschinensaal Hemfurth I

Einhergehend mit dem Siegeszug der Elektrizität kommt es schon in den 20er Jahren zu Belastungsspitzen im Versorgungsnetz. Mit herkömmlicher Kraftwerksleistung können die überwiegend mittags und abends auftretenden Spitzenanforderungen wirtschaftlich nicht gedeckt werden.

Eigens für die Spitzenbelastungszeiten wird ein besonderer Kraftwerkstyp entwickelt: Pumpspeicherkraftwerke, die in wenigen Minuten ihre volle Leistung in das Netz einspeisen können. Ein Beispiel ist das Pumpspeicherkraftwerk Waldeck I an der Edertalsperre, das 1932 in Betrieb geht. Für den bestimmungsgemäßen Betrieb dieser Anlage wird auf dem Peterskopf ein Speichersee angelegt. Der See faßt etwa 730.000 Kubikmeter Wasser, das in Zeiten mit Stromüberschuß im Netz aus dem Unterbecken rund 300 Meter hoch in den Speicher gepumpt wird. In Spitzenbedarfszeiten wird dieses Wasser aus dem Speichersee entlassen zum Antrieb der Turbinen in Waldeck I. Die kurzfristig zur Verfügung stehende Leistung: 140 Megawatt.



Die stürmische wirtschaftliche Entwicklung in Deutschland nach 1950 braucht immer mehr Energie, mehr elektrischen Strom. Insbesondere wird der Bedarf durch den zügigen Bau von Wärmekraftwerken gedeckt. Aber auch der Spitzenleistungsbedarf wächst mit.

Als Konsequenz daraus wird das Pumpspeicherkraftwerk Waldeck II geplant und gebaut. Es bekommt eine elektrische Leistung von 440 Megawatt und ist seit 1975 in Betrieb.

Während das Maschinenhaus in einer künstlich angelegten Höhle, einer Kaverne, errichtet wird, entsteht auf der Kuppe des Ermerod der Speichersee für Waldeck II. Der See faßt rund 4,3 Millionen Kubikmeter Wasser. Der Höhenunterschied zwischen dem oberen und unteren Becken beträgt gut 330 Meter. Die Speicherwassermenge reicht aus, Waldeck II fast acht Stunden lang mit voller Leistung zu betreiben.

So ist im Bereich der Edertalsperre nach und nach ein Verstromungszentrum entstanden, dessen Primärenergieträger die Kraft des Wassers ist. Der Ausbau der Wasserkraftanlagen an der Eder ist damit aber noch nicht am Ende. Während Hemfurth II am rechten Ederufer stillgelegt wird, bekommt Hemfurth I im Zuge der Instandsetzungsmaßnahmen an der Staumauer eine neue Turbinenanlage mit einer elektrischen Gesamtleistung von 20 Megawatt. Ab 1994 wird dieses Kraftwerk dann wieder zur Verfügung stehen.

Für den Staat Preußen wie auch für die heutige PreussenElektra aber ist und bleibt dieser Standort ein Ausgangspunkt für die Ausgestaltung der Stromversorgung zwischen Ems und Elbe, dänischer Grenze und dem Main.

Bild 3: Die Kraftwerksgruppe Edersee der PreussenElektra

Erneuerung Kraftwerk Hemfurth I

DIPL.-ING. GERHARD WEIGEL*



1 Einleitung

Das Kraftwerk Hemfurth I war nach 77jähriger Betriebszeit am Ende seiner Lebensdauer angelangt. Energiewirtschaftliche Berechnungen führten zu dem Ergebnis, die sechs Maschinensätze des Kraftwerkes durch zwei neue Francis-Spiralturbinen mit direktgekuppelten Synchron-Generatoren zu ersetzen. Die Erneuerung der Triebwasserleitungen im Zusammenhang mit dem Durchdringen der Staumauer stellten an die Planer besondere Anforderungen.

Das unter Denkmalschutz stehende Krafthaus durfte im äußeren Erscheinungsbild keine Veränderungen erfahren. Weiterhin mußte ein kompletter Maschinensatz mit Absperschieber als Museumsstück standortgerecht erhalten bleiben. Das Kraftwerk wird für vollautomatischen Betrieb ausgelegt und von der Zentralwarte Waldeck I fernüberwacht und ferngesteuert. Der Probebetrieb soll am 1. Juli 1994 beginnen.

2 Kraftwerke Hemfurth I und II

Das Kraftwerk Hemfurth I an der linken Staumauerseite war mit sechs Maschinensätzen, P = 15,6 MW, Q = 54 m³/s von 1915/24 bis zum 11.5.1992 in Betrieb. Hemfurth I erzeugte in der 77jährigen Betriebszeit rd. 1 355 GWh. Jeder Maschinensatz war im Durchschnitt 200 000 Stunden in Betrieb.

1928 wurde das Kraftwerk Hemfurth II an der rechten Staumauerseite mit drei Maschinensätzen, P = 16,2 MW, Q = 54 m³/s in Betrieb genommen, um die damalige Spitzen-

last im Netz zu decken. Bis Frühjahr 1995 wird dieses Kraftwerk betriebsbereit bleiben. Nach dem erfolgreich verlaufenen Probebetrieb des erneuerten Kraftwerkes Hemfurth I wird Hemfurth II endgültig stillgelegt. Die Gesamterzeugung beträgt dann ähnlich wie bei Hemfurth I rd. 1 400 GWh.

3 Erneuerung Kraftwerk Hemfurth I

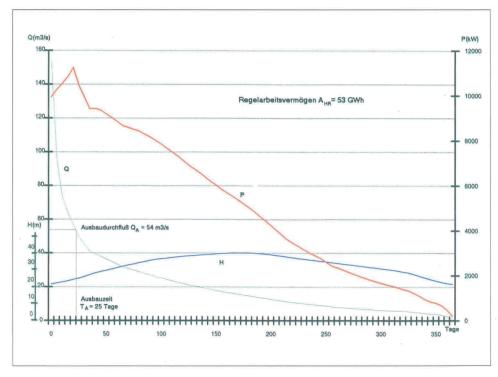
Der Einsatz der Kraftwerke an der Ederstaumauer zur Spitzenlastdeckung hat für die Preussen-Elektra an Bedeutung verloren. Daher richteten sich die Aktivitäten nur auf die Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I.

Das Lebensdauerende der hydraulischen Maschinen und der Synchron-Generatoren war nach 77jähriger Betriebszeit erreicht. Lebensdauerverlängernde Maßnahmen, wie der Austausch einzelner Komponenten, waren wirtschaftlich nicht vertretbar. Hinzu kommt, daß für diese Maschinensätze keine Ersatzteile mehr zu erhalten sind. Die Druckrohrleitungen, die das gleiche Alter wie die hydraulischen und elektrischen Maschinen haben, sind aus Stählen gefertigt, die inhomogene Eigenschaften aufweisen und zu Sprödbrüchen neigen. Die Erneuerung der gesamten Kraftwerksausrüstung ist daher erforderlich. Das Ergebnis der energiewirtschaftlichen Prüfung ergab, daß die Erneuerung des Kraftwerkes mit zwei Francis-Spiralturbinen, mit der gleichen Gesamtdurchflußmenge von 54 m³/s wie bisher, die optimale Lösung ist.

Neben den hydrologischen und energiewirtschaftlichen Vorgaben war auch die Weiternutzung des vorhandenen Kraftwerksgebäudes eine wesentliche Randbedingung für die Auswahl der neuen Maschinen.

In der Phase der Genehmigungsplanung stellte sich heraus, daß das Kraftwerksgebäude mit dem Maschinenpark sowie auch andere Anlagen im Bereich der Staumauer unter Denkmalschutz stehen. Aus diesem Grunde mußte das äußere Erscheinungsbild des Kraftwerksgebäudes möglichst unverändert erhalten bleiben. Außerdem hat Preussen-Elektra sich mit dem Hessischen Landesamt für Denkmal-

Bild 1: Kraftwerk Hemfurth, Werkleistungsplan



^{*} PreussenElektra Aktiengesellschaft

pflege darauf verständigt, einen der sechs Maschinensätze mit dem dazugehörigen Absperrschieber DN 1500 komplett am ursprünglichen Aufstellungsort zu belassen.

Mit dem jährlichen Gesamtabflußvolumen aus der Edertalsperre von 680 hm³ kann im Kraftwerk Hemfurth I nach der Erneuerung eine elektrische Energie von 53 GWh erzeugt werden, das sind ca. 8 GWh mehr als bisher in beiden Kraftwerken zusammen erzeugt wurden.

4 Wasserwirtschaft

Der Abfluß in die Eder aus dem System Ederstausee/ Unterbecken Waldeck I/II erfolgt auf Anweisung des WSA Hann. Münden über das Kraftwerk/Wehr Affoldern. Das Kraftwerk Hemfurth soll nach Möglichkeit zu Spitzenlastzeiten eingesetzt werden. Im Unterbecken Waldeck I/II ist dafür ein entsprechender Freiraum vorgesehen. Diese Fahr-

Auslegungsdaten

OW _{max}	=	NN +	245,00	m
OW _{min}	=	NN +	214,20	m
UW _{max}	=	NN +	204,40	m
UW _{min}	=	NN +	203,50	$m \stackrel{\triangle}{=} (15 \text{ m}^3/\text{s})$
Q _A	=		54	m^3/s
H	=	10,7 -	41	m
PA	=	2 x 10	= 20	MW
n	=		250	min ⁻¹
n _{Durchg.}	=		510	min ⁻¹
Druckstoß	=	+	30	% H stat
Drehzahlanstieg bei				
Vollastabschaltung	=	+	55	%
Druckrohrleitungen	=	2	x DN 250	00

Hemfurth vor und nach der Erneuerung

	Hemfurth I/II		Hemfurth (neu)
Turbinen	Ι	6 DoppelflutigeFrancis- Spiralturbinen mit horizontaler Welle	2 Francis-Spiralturbinen mit senkrechter Welle
	II	3 Francis-Spiralturbinen mit senkrechter Welle	
Generatoren	Ι	6 Synchron-Generatoren, direkt gekuppelt	2 Drehstromsynchron-Generatoren, Bauform W 41, direkt mit der Turbine gekuppelt
	II	3 Synchron-Generatoren direkt gekuppelt	
Druckrohrleitungen	I	6 x DN 1500	2 x DN 2500
	II	3 x 2 x DN 1350	
Leistung		15,6 + 16,2 = 31,8 MW	$2 \times 10 = 20 \text{ MW}$
Durchfluß		$108 \text{ m}^3/\text{s}$	54 m ³ /s
Jahresarbeit		45 GWh	53 GWh

weise erfordert je nach Wasserführung ein mehrmaliges Anund Abstellen pro Tag. Die Turbinen können so ständig in ihrem Wirkungsgradbestpunkt betrieben werden. Übersteigt der Abfluß aus dem Ederstausee 54 m³/s oder ist ein Maschinensatz durch eine Störung/Schaden nicht betriebsbereit, erfolgt der Abfluß über einen oder mehrere Grundablässe auf der rechten Staumauerseite.

Während der Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I von Mai 1992 bis Juli 1994 kann über Hemfurth II das aus der Talsperre abfließende Wasser weitgehend zur Energieerzeugung genutzt werden.

Das Kraftwerk ist schwarzstartfähig und für einen vollautomatischen Betrieb ausgelegt. Die Fernsteuerung und Fernüberwachung erfolgt von der Zentralwarte Waldeck I/II. Um den Forderungen des Wasserhaushaltsgesetzes § 19 Rechnung zu tragen, wurden bei der Erneuerung des Kraftwerkes die wassergefährdenden Stoffe wesentlich reduziert. Nach Möglichkeit wurden Gleitlagerstellen mit wartungsfreien Lagern (ohne Fett und Öl) ausgerüstet. Antriebe für Klappen und Schieber erhielten elektromechanische Antriebe. Möglicherweise belastete Abwässer aus dem Kraftwerksbereich werden über einen Ölabscheider mit Koaleszenzfilter geführt und in den Vorfluter geleitet. Sämtliche Kabel und Installationsmaterialien werden halogenfrei ausgeführt.

5 Maschinentechnik

Der extrem große Fallhöhenbereich für den Einsatz des Kraftwerkes von NN + 245,00 m bis möglichst NN + 214,20 m stellt an die hydraulische Auslegung der Turbine besondere Anforderungen. Betrachtet man nur den Bereich von NN + 245,00 m bis NN + 225,00 m, der nach der Füll-Dauerlinie der Edertalsperre für den Kraftwerksbetrieb relevant ist, bedeutet das immerhin eine Verdoppelung der Fallhöhe. Der normale Fallhöhenbereich für eine Francis-Turbine beträgt $H_{\rm n} \pm 20~\%$.

Für diesen Anwendungsbereich hat daher die Kaplan-Turbine gegenüber der Francis-Turbine bezüglich Wirkungs-

grad und Jahresarbeit gewisse Vorteile. Dieser Maschinentyp hätte jedoch einen 2 – 3 m tieferen Einbau der Turbine erfordert, um dem Kavitationsverhalten gerecht zu werden.

Da die Maschinen in das bestehende Krafthaus Hemfurth I eingebaut werden, hätte der tiefere Einbau die Gründung des Gebäudes ungünstig beeinflußt und zur Kostensteigerung beigetragen.

Eine drehzahlvariable Maschine hätte sich ebenfalls der Fallhöhenschwankung optimaler angepaßt. Eine Maschine mit 2 Drehzahlen n = 272.7 min⁻¹ und n = 214.3 min⁻¹ müßte bei der Fallhöhe H_n = 30 m umgeschaltet werden, wobei

eine Umschaltung nur im Stillstand möglich wäre. Eine drehzahlvariable Maschine müßte zwischen 290 min¹ und 200 min¹ für den Fallhöhenbereich von 41 m bis 20 m verstellbar sein. Die hydraulische Ausnutzung wäre dann besser. Im Bereich der elektrischen Maschine und der Steuerung müßte allerdings wesentlich mehr investiert werden.

Mit der Wahl von nur einer Drehzahl n = 250 min⁻¹ werden an das Laufrad der Francis-Turbine sehr hohe Anforderungen gestellt. Für den großen Fallhöhenbereich und die damit zusammenhängenden unterschiedlichen Anströmwinkel bei der spezifischen Drehzahl n_a = 86, müßten die Eintrittswinkel der Laufradschaufel korrigiert werden. In umfangreichen Modellversuchen wurden Laufräder mit verschiedenen Schaufelprofilen hinsichtlich Kavitationsverhalten und Wirkungsgrad getestet. Als Ergebnis ist ein Laufrad entstanden, daß einen flachen Wirkungsgrad in Abhängigkeit von der Fallhöhe hat und nahezu ohne Eintrittskavitation ist. Weiterführende Untersuchungen am Modell über den gesamten Betriebsbereich der Anlage lieferten wertvolle Unterlagen für den späteren Betrieb. Im Modellversuch wurde auch nachgewiesen, daß sich der bei Teillast entstehende Wirbelzopf durch Luftzufuhr stark beruhigt und somit die Druckschwankungen im Saugrohr reduziert, ohne den Wirkungsgrad zu beeinflussen.

Bei den Kavitationsversuchen wurden die Charakteristika gemessen und durch ein Plexiglas der Austrittsbereich des Laufrades beobachtet. Es hat sich gezeigt, daß bei der gewählten Einbautiefe von NN + 205,20 m keine Kavitationsschäden zu erwarten sind.

6 Francis-Spiralturbine

Die wichtigsten Komponenten der Turbine wie Laufrad und Laufschaufeln sind aus nichtrostendem Stahl X5 CrNi 13 4 gefertigt. Das während der Modellversuche ermittelte optimale hydraulische Profil wurde auf den Prototyp übertragen und die einzelnen Schaufeln nach Schablonen geschliffen. Sämtliche Labyrinthringe sind auswechselbar. Die aus dem Stahl Ck 35 geschmiedete Turbinenwelle hat einen Kupplungsflansch zur Verbindung mit der Generatorwelle und einen Laufradwellenkragen für das untere Führungslager. Das Spiralgehäuse ist als Schweißkonstruktion aus dem Feinkornbaustahl St E 355 DIN 17102 gefertigt und für den vollen Betriebsdruck einschließlich Druckstoß bemessen. Die Berechnung erfolgte nach der Finite-Elementmethode.

Als Turbinenführungslager dient ein selbstschmierendes Segmentlager mit Lagertemperaturüberwachung und Niveaukontrolle der Ölfüllung in der Wanne. Für die mit Druckwasser betätigte Stillstands- und Revisionsdichtung erhält die Turbinenwelle in diesem Bereich eine Büchse aus nichtrostendem Stahl. Das Dichtungslabyrinth befindet sich oberhalb der Stillstandsdichtung. Für die Druckölversorgung von Turbinenregulierung und Klappenantrieb ist ein gemeinsamer Ölbehälter mit sämtlichen Aggregaten vorgesehen. Als Schmier- und Steueröl wird Mineralöl der Spezifikation ISO VG 46 verwendet. Das Kühlwasser für den Generator-Luftkühler und Lagerölkühler wird im Bereich der Betriebsabsperrklappe der Druckrohrleitung entnommen und strömt je nach Vordruck mit oder ohne Pumpe den Kühlern zu und danach über das Turbinensaugrohr in den Vorfluter. Der Turbinenregler besteht aus dem Hydraulikaggregat mit der Druckerzeugung und dem Servoventil im Turbinenkeller und der digitalen Reglereinrichtung (speicherprogrammierbares Steuergerät), die in den Schaltschrank in der Maschinenhalle eingebaut wird. Die Regulierung ist für Schwarzstart ausgelegt. Die Drehzahlregelung für Synchronisierung, Leerlauf und Inselbetrieb sowie die Öffnungsregelung mit einer fallhöhenabhängigen Steuerung zur Einstellung der optimalen Leitradöffnung übernimmt der digitale Turbinenregler.

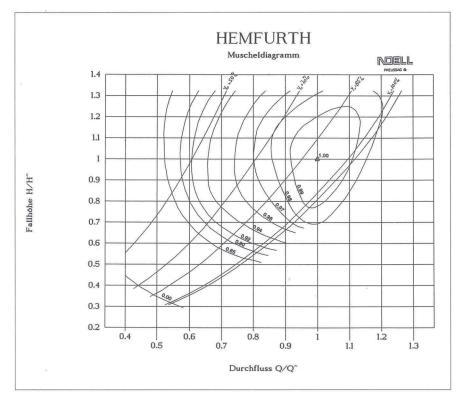


Bild 2: Turbinenkennfeld



Bild 3: Turbinenlaufrad mit Welle



Bild 4: Spirale Turbine 1, Montage

7 Generator

Der direkt mit der Turbine gekuppelte Drehstrom-Synchron-Generator, Bauform W 41, 12500 kVA, 10,5 kV wird auf ein entsprechend vorbereitetes Betonfundament montiert. Die Verlustwärme wird über Luftkühler an das Kühlwasser abgeführt. Im Winter besteht die Möglichkeit, durch entsprechende Umschaltung die Maschinenhalle mit der Generatorabwärme zu heizen. Der einteilig ausgeführte Ständer wurde im Werk einbaufertig zusammengebaut und besteht aus dem Ständerjoch mit Ständerblechpaket, der Ständerwicklung sowie den Lufttrennwänden. Zum Läufer gehört die Welle mit Kupplungsflansch, die Nabe mit angeschweißtem Läuferstern, der geschmiedete Läuferkranz, die Pole mit Erreger- und Dämpferwicklung, der Lüfter sowie der Bremsring mit dem oberen und unteren Lagerkopf. Im oberen Tragstern ist das kombinierte Spur- und Führungs-

lager und im unteren Tragstern das Führungslager angeordnet. Für die Anfahr- und Auslaufvorgänge wird der Schmierfilm des Spurlagers mittels einer Anhebepumpe erzeugt. Die Lagerstellen und die Ölbehälter erhalten eine Öldunstabsaugungsanlage. Die Auslaufzeit des Maschinensatzes wird durch eine mit Druckluft betätigte Bremseinrichtung verringert. Das Massenträgheitsmoment von 55 tm² gewährleistet eine optimale Regulierung des Maschinensatzes.



Bild 6: Einlauftrompete Druckprüfung

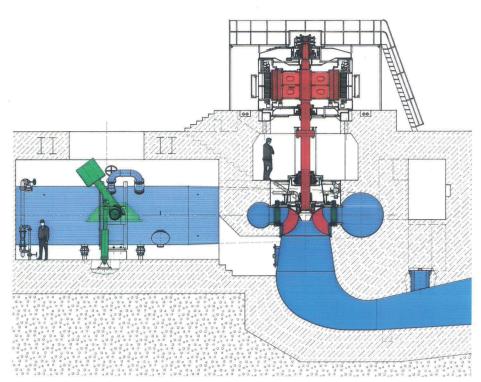


Bild 5: Schnitt durch den Maschinensatz

8 Triebwassersystem

Für die Auslegung der Druckrohrleitung DN 2500, PN 10 aus Feinkornbaustahl nach DIN 17102, St E 355 einschließlich sämtlicher Armaturen waren in erster Linie hydraulische Kriterien maßgebend. Aufgrund der strömungsgünstigen Anordnung (Zeta-Wert der Notabsperrklappe = 0,1 bei Q = 27 m³/s) der Druckrohrleitung wird ein Strömungsverlust vom Einlauf bis zur Betriebsabsperrklappe von 0,6 m bei 27 m³/s erwartet. Das Triebwassersystem besteht im wesentlichen aus:

- der Einlauftrompete mit integriertem Einlaufrechen
- der elektrisch angetriebenen Notabsperrklappe
- den geraden Druckrohrleitungen zwischen Not- und Betriebsabsperrklappe
- den Dehn- und Ausbaustücken



Bild 7: Druckrobrleitung; Blick in die Staumauer

den Be- und Entlüftungsventilen, Entleerungen, Fülleitungen und Armaturen.

Für die Neuerrichtung der Druckrohrleitung im Bereich der Staumauer mußten umfangreiche Sicherheitsvorkehrungen berücksichtigt werden. (Weitere Einzelheiten zur Erneuerung des Triebwassersystems siehe Beitrag 24).

9 Krafthaus

Das im Zusammenhang mit dem Bau der Ederstaumauer errichtete Krafthaus bleibt vollständig erhalten. Im Innenbereich erfolgte die Entkernung des Tiefbaubereiches unterhalb der Einfahrtsebene, wobei die alten Trägerroste temporär zur Gebäudeaussteifung benutzt wurden. Oberhalb der Einfahrtsebene wurde ein umlaufendes Stahlbetongerüstkorsett sowohl zur Stützung der vorhandenen Krafthauswände als auch zur Abtragung der neuen Kranbahnlasten eingebaut. Der vorhandene Maschinenhauskran 220 kN wurde gegen einen neuen Zweiträger-Brückenkran mit Kran- und Katzfahrwerk, mit einer Spannweite von 19,1 m und einer Tragfähigkeit von 400 kN ausgetauscht.

10 Elektrotechnik

Im Zusammenhang mit der Erneuerung wird die gesamte elektrische Ausrüstung des Kraftwerkes ersetzt. Alle elektrischen Komponenten sind für vollautomatischen Betrieb ausgelegt und ermöglichen die Fernsteuerung von der Zentralwarte des Pumpspeicherkraftwerkes Waldeck I/II aus.

Jede Turbine treibt einen direkt gekuppelten Synchrongenerator mit einer Nennleistung von 10 MW an. Die erzeugte Energie wird über die 10 kV-Kraftwerkssammelschiene und den gemeinsamen Netztransformator in das 110 kV-Netz eingespeist.

Der Netztransformator in Freiluftausführung mit einer Scheinleistung von 25 MVA ist mit einem Stufenschalter zur Spannungsanpassung und Blindleistungsregelung ausgerüstet.

Die Mittelspannungsschaltanlage besteht aus luftisolierten, metallgekapselten und geschotteten Schaltfeldern mit Einfachsammelschiene. Die Vakuum-Leistungsschalter sind mit Hilfe eines Fahrwagens ausfahrbar. Neben den Generatoreingangsfeldern und den Abgangsfeldern für Netz- und Eigenbedarfstransformator steht ein Abgangsfeld für eine Noteinspeisung des Pumpspeicherkraftwerkes Waldeck I/II über Erdkabel zur Verfügung.

Die 400 V-Eigenbedarfsversorgung wird über zwei unabhängige Transformator-Einspeisungen aus der 10 kV-Kraftwerkssammelschiene und der 20 kV-Sammelschiene des regionalen Energieversorgungsunternehmens sichergestellt. Die Gießharztransformatoren sind in Schutzgehäusen im Schaltraum untergebracht, die 400 V-Einspeiseschalter gegenseitig verriegelt, um Parallellauf zu verhindern.

Die 400 V-Eigenbedarfssammelschiene ist in die drei Sektionen Hilfsbetriebe Maschine 1, Hilfsbetriebe Maschine 2 und Hilfsbetriebe/Versorgungen Allgemein unterteilt. Die Einspeise- und Kuppelschalter sowie alle Hilfsbetriebeabgänge sind in Einschubtechnik ausgeführt, die Abgänge für ungeschaltete Verbraucher, Licht und Kraft mit Sicherungslasttrennleisten bestückt.

Zur gesicherten Energieversorgung stehen zwei separate 220 V-Kraftwerksbatterien zur Verfügung, die über je einen Ladegleichrichter aus dem 400 V-Eigenbedarfsnetz gespeist werden. Wichtige Gleichstromverbraucher wie Ventile, Notölpumpen und die Notbeleuchtung werden diodenentkoppelt aus zwei redundanten Gleichspannungsverteilungen versorgt.

Die für die Energieversorgung der Leittechnik benötigte 24 V-Gleichspannung wird über Gleichstromwandler bereitgestellt. Auch hier gibt es zwei redundante Systeme.

Die Geberabfrage erfolgt mit 48 V-Gleichspannung. Die Generatoren, der Netztransformator sowie die Mittelspannungsschaltanlage werden durch eine modular aufgebaute, digitale Schutzeinrichtung vor Schäden bewahrt.

Die Maschinensätze werden mit der Maschinenautomatik angefahren und mittels digitalisierter Parallelschaltgeräte auf das Netz geschaltet.

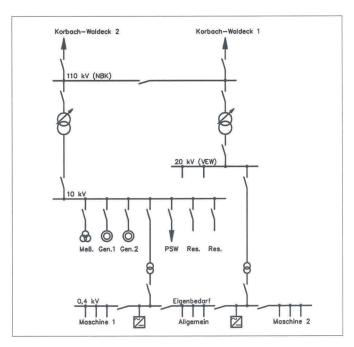


Bild 8: Kraftwerk Hemfurth: Übersichtsschaltplan

11 Leittechnik

Die Leittechnik wird mit modernen Systemen realisiert, um die Verfügbarkeit und Sicherheit zu erhöhen sowie die Wartung zu vereinfachen. Die Leittechnik besteht aus folgenden Hauptkomponenten:

- Leitsystem in der Zentralwarte Waldeck
- dezentrale, hierarchisch gegliederte Automatisierungseinheiten
- maschinennahe Leitstände, die jeweils mit eigenständigen Automatisierungssystemen aufgebaut werden
- Signalaufbereitung für alle Geber

Die genaue Leittechnikkonfiguration ist aus der Struktur-Skizze zu ersehen.

In der Warte Waldeck wird ein modernes Kompakt-Leitsystem eingesetzt. Dieses besteht aus:

- leistungsfähigem Computer
- hochauflösendem Grafikmonitor
- Drucker / Farbplotter

Das Leitsystem erhält über eine Fernwirkverbindung die Informationen aus dem ca. 3 km entfernten Kraftwerk. Von der Zentralwarte Waldeck können hiermit sämtliche Betriebsarten der Maschinen gefahren sowie verschiedene Nebeneinrichtungen bedient werden. Bei Bedarf stehen zusätzlich Detailinformationen über die Prozeßabläufe im Kraftwerk Hemfurth zur Verfügung.

Sämtliche Störmeldungen werden örtlich in der Gefahrmelde- und Protokollieranlage verarbeitet und vor Ort sowie in der Zentralwarte Waldeck ausgedruckt. Über einen Bus sind die verschiedenen Automatisierungssysteme miteinander verbunden, um gegenseitig Daten austauschen zu können. Ebenfalls ist eine Fernwirkunterstation am Bus angeschaltet, womit die Informationen zur Zentralwarte Waldeck übertragen werden.

Die Gruppenleitebene besteht aus drei Bereichen und gliedert sich in Maschine 1, Maschine 2 und allgemeine Anlagenteile.

Die Maschinensteuerungen werden mit verteilter Intelligenz, d. h. mit mehreren speicherprogrammierbaren Steue-

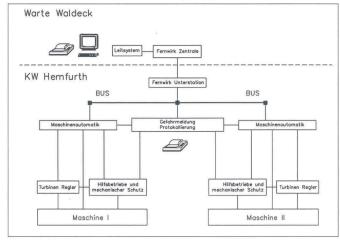


Bild 9: Leittechnik Struktur-Skizze

rungen aufgebaut. Alle mechanischen und elektrischen Betriebszustände sowie Ausnahmesituationen bei der Fehlersuche und Wiederinbetriebnahme können vom Maschinensteuerstand aus gefahren werden. Die Betätigung der luftseitigen Grundablaßschieber ist sowohl von der Zentralwarte Waldeck als auch vom Maschinensteuerstand in Hemfurth möglich. Dieser besteht im wesentlichen aus Maschinenautomatik, mechanischem Schutz, Hilfsbetriebesteuerung und Geberaufbereitung.

Durch die dezentral angeordneten Automatisierungseinheiten wird eine übersichtliche Aufgabenteilung entsprechend der Prozeßstruktur erreicht. Sinngemäß gilt das gleiche für die allgemeinen Anlagenteile.

12 Qualitätssicherung/Montage

Sämtliche Festigkeitsberechnungen sowie die wesentlichen Konstruktionszeichnungen werden von einem unabhängigen Prüfingenieur geprüft. Der Prüfingenieur nimmt damit direkt Einfluß auf die Gestaltung der einzelnen Bauteile, auf die Schweißarbeiten im Werk und auf der Baustelle sowie auf den Montagevorgang.

Die technische Überwachung, die Schweißnahtprüfungen, Druckproben und Materialprüfungen in den Herstellerwerken und auf der Baustelle führt ein unabhängiger Sachverständiger durch. Für die verwendeten Bleche, sämtliche drucktragenden Teile und andere wesentliche Komponenten wurden Bescheinigungen nach DIN 50049-3.1 B vorgelegt. Die Schweißnähte werden mittels Durchstrahlungsprüfung nach DIN 54111 und US-Prüfungen nach DIN 54119 kontrolliert.

Die Vorlagen zu den Bohr- und Verpreßarbeiten im Bereich der Staumauer wurden von einem Sondergutachter geprüft und die Arbeiten vor Ort entsprechend überwacht. Zur Sicherung der Qualität während der Bau- und Montagearbeiten ist die Baustelle mit einem Bauleiter, einem Montageleiter Maschinentechnik und einem Montageleiter Elektrotechnik besetzt.

13 Abnahmemessungen/ Wirkungsgradmessungen

Nach der Inbetriebnahme der beiden Maschinensätze werden die von der Herstellerfirma abgegebenen Garantien in Verbindung mit den Abnahmemessungen überprüft.

Für den Maschinensatz (Eintritt Betriebsabsperrklappe bis Abgang Generatorklemme) wurde vom Maschinenlieferanten ein Gesamtwirkungsgrad garantiert. Dabei ist der Turbinenwirkungsgrad im Zusammenhang mit den Modellversuchen ermittelt und entsprechend aufgewertet worden. Der Wirkungsgrad wird für die Maschine 2 in zwei Fallhöhenbereichen in der Anlage gemessen. Die Ermittlung des Wasserstromes erfolgt nach der Flügelmessung. Dabei wird die Spiralen-Differenzdruckmessung (Winter-Kennedy) geeicht. Gleichzeitig erfolgt eine Messung nach der Gibson-Methode (Druck-Zeit-Methode), um diese neue Meßmethode zu testen und die Flügelmessung im Grundsatz zu überprüfen. Eine spätere Wiederholung der Durchflußmessung nach der Gibson-Methode ist ohne größeren Aufwand möglich.

Durchdringung der Staumauer für die neuen Triebwasserleitungen im Kraftwerk Hemfurth I

DIPL.-ING. ALBERT SCHROEDER*

Altes Zuleitungssystem – Problemstellung

Bei der Herstellung der Ederstaumauer waren linksseitig 3 durchgehende Stollen mit jeweils 4,40 m Breite zur temporären Abführung des Ederwassers im Bauzustand angeordnet worden. In der Staumauer waren 3 Schächte hochgezogen worden, um die Verschlüsse aus gußeisernem Gehäuse mit Keilflachschiebern einbauen zu können. Nach Umleitung der Eder auf die rechte Staumauerseite wurden in diese 3 Stollen paarweise die Turbinenzulaufrohre aus längs- und rundgenieteten, flußeisernen Blechen mit 1,50 m Durchmesser eingebaut und gegen das Oberwasser mittels Ziegelplomben abgedichtet.

Diese Rohre, die innen und außen mit einer Teerkonservierung versehen waren, lagen überwiegend frei und waren lediglich auf Sockeln gelagert. Nachdem die Gefahr eines alterungsbedingten Sprödbruchs nach einer 77jährigen Betriebszeit zunehmend größer wurde, beschloß die Betreiberin PreussenElektra, außer der Maschinentechnik im Krafthaus auch das Zuleitungssystem zu erneuern.



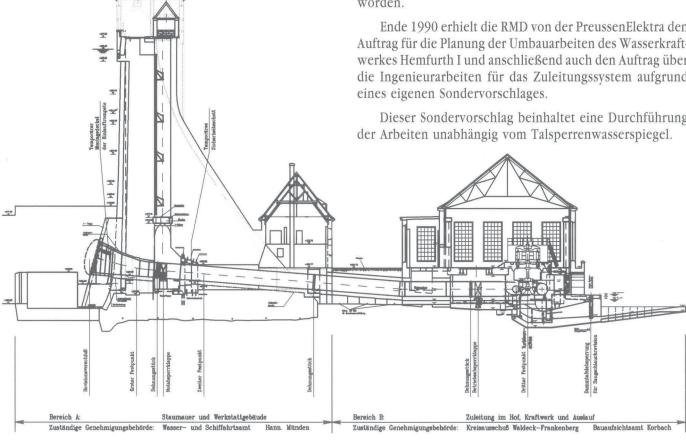
2 Lösungsvorschläge für ein neues Zuleitungssystem

Die PreussenElektra ließ verschiedene Varianten, die sowohl Lösungen durch die Staumauer hindurch, als auch mittels Umleitungsstollen über die linke Talflanke beinhalteten, untersuchen.

Hierbei ging man davon aus, daß die Edertalsperre im Zuge der geplanten Instandsetzungsmaßnahmen durch die WSV entleert werden würde. Für den Fall, daß nur eine Teilentleerung in Frage käme, war eine Lösung mittels Fangedamm auf der Wasserseite vorgesehen. Da letztendlich eine Entleerung ausschied und auch eine Teilabsenkung mit Schwierigkeiten hinsichtlich der Durchsetzbarkeit verbunden gewesen wäre, tendierte die PreussenElektra zunächst zu einer sog. "Rohr in Rohr-Lösung". Hierbei wären in die 6 vorhandenen Zuleitungsrohre neue Rohre mit kleinerem Durchmesser eingebaut und der Zwischenspalt verpreßt worden. Unterstromig vom Mauerfuß wären jeweils 3 Rohre zu einem großen Rohr, welches das Triebwasser zur neuen Turbine geleitet hätte, zusammengeführt worden.

Ende 1990 erhielt die RMD von der PreussenElektra den Auftrag für die Planung der Umbauarbeiten des Wasserkraftwerkes Hemfurth I und anschließend auch den Auftrag über die Ingenieurarbeiten für das Zuleitungssystem aufgrund

Dieser Sondervorschlag beinhaltet eine Durchführung



Dipl.-Ing. A. Schroeder, Rhein-Main Donau AG, Abteilung Baukontruktion, München

Bild 1: Längsschnitt durch Mauer und Kraftwerk, Systemdarstellung

3 Neues Zuleitungssystem

Für den vorgesehenen Durchfluß von 27 m³/s pro Rohr und unter Berücksichtigung der vorhandenen Stollengeometrie wurde für die Zuleitungsrohre ein optimaler Rohrdurchmesser von DN 2.500 mm ermittelt. Aus strömungstechnischen Gründen wurde der Einlauftrompetenförmig bis auf 5.000 mm aufgeweitet. Damit waren die Abmessungen für den wasserseitigen Revisionsverschluß ausgereizt.

Da von den drei vorhandenen Zuleitungsstollen der linke und mittlere mit einem neuen Rohr belegt wurde, war eine optimale Turbinenanordnung im Krafthaus möglich und die Halleneinfahrt konnte rechtsseitig verbleiben, wodurch ein Umbau des Gebäudes im Außenbereich umgangen werden konnte.

Die gesamte Rohrleitung wurde für einen erhöhten Nenndruck PN 10 ausgelegt. Der max. Druckstoß bei 4 Sekunden Schließzeit liegt bei 5,2 bar. Die Mindestwandstärke wurde mit s=14 mm vorgegeben und als Rohrwerkstoff Feinkornbaustahl nach DIN 17102 (STE 355) eingebaut.

Außer im Bereich der Mauerschächte und des Staumauerfußes wurden die Zuleitungsrohre komplett einbetoniert, was sich vorteilhaft auf die Standsicherheit der Staumauer auswirkt. Die vorhandenen Staumauerdränagen wurden bis zum Staumauerfuß verrohrt und können von dort aus kontrolliert werden.

Die beiden neuen Einlauftrompeten erhalten einen Rechen mit gleichen Stababständen wie vorher. Durch die trompetenförmige Aufweitung der neuen Rohre konnte die Einlaufgeschwindigkeit von 5,1 m/s auf 1,4 m/s vermindert werden.

Das statische System der neuen Zuleitungen ist auf die Staumauerbewegungen abgestimmt. Es wurden 3 Dehnungsstücke und 3 Rohrfestpunkte vorgesehen.

Jede Rohrleitung besitzt 4 Verschlußorgane:

- den Revisionsverschluß auf der Wasserseite, der durch Taucher vor den Einlauf verschoben werden kann;
- die Notabsperrklappe im Mauerschacht mit elektromechanischem Antrieb. Früher waren die Schieber mit Hydraulikantrieb versehen. Bei Stromausfall kann die Klappe von Hand geschlossen werden;
- die Betriebsabsperrklappe im Krafthaus. Das Öffnen erfolgt hydraulisch. Ein Fallgewicht ermöglicht ein sicheres Schliessen der Klappe auch bei Ausfall der Eigenbedarfsversorgung;
- den Leitapparat der Turbine, der hydraulisch betätigt wird.

4 Beschreibung der Bauausführung

Bei der Planung des Zuleitungssystems war die schwierigste Aufgabe die Durchdringung der Staumauer unter anstehendem Wasserdruck von bis zu 36 m.

Hierbei wurde oberwasserseitig der Staumauer zunächst eine Betonvorsatzschale unter Wasser einbetoniert (s. Bild 2). Diese Vorwegmaßnahme stellte sowohl den temporären Verbau als auch die endgültige Ausführung dar. Unter Verwendung dieser Vorsatzschale konnte auf der Wasserseite ein Deckel dicht aufgebracht werden, in dessen Schutz die Staumauerstollen 1 und 2 von der Unterwasserseite her bis zu diesem Verbauelement vorgetrieben und anschließend die neuen Rohrleitungen eingebaut werden konnten.

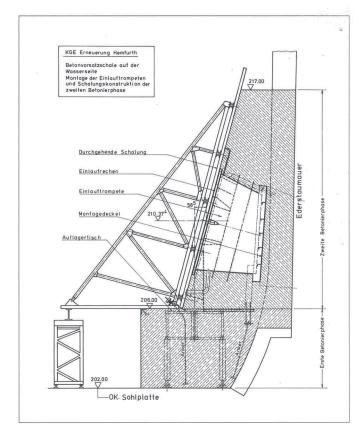


Bild 2: Betonvorsatzschale auf der Wasserseite, 2. Betonierphase

Im Detail wurde dieses Ausführungskonzept wie folgt realisiert:

Nachdem von Tauchern die Vorbecken geräumt und alle Vorbereitungsarbeiten unter Wasser abgeschlossen waren, wurde ein Fundamentblock mit den Auflagerplatten für die neuen Einlauftrompeten einbetoniert. Um die beiden Trompeten planmäßig zu fixieren, hatte die ausführende Baufirma einen Auflagertisch aus Krantürmen zusammengeschweißt. An den Tischbeinen waren Spindeln zur exakten Einstellung der Tischhöhe vorgesehen.

Diese Tischkonstruktion war komplett am Ufer der Talsperre hergestellt worden. Sie wurde von 2 Autokränen ins Wasser gehoben und unter Verwendung eines Pontons ca. 3 km bis zum Einsatzort verschifft.

Nach der ersten Betonierphase unter Wasser wurden die neuen Einlauftrompeten montiert. Diese waren in der Werkstatt komplett hergestellt worden einschl. Rechen und Fischbauchträger am Einlauf und temporärem Montagedeckel an der unterstromigen Anschlußseite. Wichtigstes Element war dabei der plangedrehte Dicht- und Auflagerring für den späteren Deckel am Einlauf. Funktionsweise und Dichtigkeit waren vorher im Werk überprüft worden. Die Konstruktionsabmessungen waren ausgelegt für den erforderlichen Straßentransport mittels Tieflader (7,50 x 7,00 x 4,00 m).



Bild 3: Einlauftrompete mit eingebautem Rechen

Ein 600 t-Autokran übernahm vor Ort die je 24 t schweren Einlaufkonstruktionen und hob sie auf der steileren, rechten Staumauerseite in die Talsperre (s. Bild 3). Dort wurden sie unter Wasser an ein Ponton angehängt, bis zu ihrem Bestimmungsort linksseitig der Mauer verfahren und auf die vorbereiteten Auflager aufgesetzt. Nach Ausrichtung der beiden Trompeten konnte der gesamte Sekundärblock von 11 m Höhe unter Wasser eingeschalt und betoniert werden.

Diese zweite Phase der Herstellung der Vorsatzschale war eine der schwierigsten Arbeiten. Das Betonieren erfolgte über 3 Fallrohre, die so sorgfältig gezogen werden mußten, daß ein Entmischen des Betons unter Wasser ausgeschlossen werden konnte. Die Betonpumpe arbeitete von der Staumauerfahrbahn aus. Alle anderen Arbeiten wurden vom Schwimmponton aus durchgeführt.

Die Schalung wurde kontinuierlich überprüft, um Bewegungen sofort zu registrieren. Nach 40 Stunden Dauereinsatz waren die ca. 900 m³ Beton mit Erfolg unter Wasser eingebaut. Nach dem Ausbau der Schalung erfolgte die Schienenmontage ober- und unterhalb der Einläufe. Zum Teil waren diese bereits an den Stahlschürzen montiert, so daß dazwischen lediglich noch die Verbindungsstücke eingebaut werden mußten. Damit waren die Voraussetzungen gegeben, um den Revisionsverschluß zu montieren.

Der Revisionsverschluß, ausgebildet als Klöpperboden mit 6,0 m Durchmesser und 16 t Gewicht, wurde mittels Auftriebskörpern derart entlastet, daß er unter Wasser nur noch 0,5 t wiegt (s. Bild 4). Im Bauzustand diente er als Verbauelement, in dessen Schutz die Rohrleitungen hergestellt werden konnten. Im endgültigen Zustand wird der Revisionsverschluß zur Trockenlegung der beiden Zuläufe vorgehalten und zwischen den beiden Einläufen gelagert.

Bei Bedarf kann er innerhalb kurzer Zeit von Tauchern auf den Laufschienen vor den entsprechenden Einlauf verschoben werden.

Nachdem der Revisionsverschluß vor dem ersten Einlauf positioniert und die Trompete von der Wasserseite aus gelenzt worden war, wurden die weiteren Arbeiten von der Luftseite aus durchgeführt.

Im Schutz dieses Verschlusses wurden die alten Rohrleitungen und Schieber abgebaut und der Ausbruch für das neue Rohr hergestellt.

Um den Ausbruchkegel zwischen Mauerschacht und wasserseitiger Vorsatzschale zu sichern und Wasserzutritte zu verhindern, wurde vorher vom Mauerschacht aus zur OW-Seite ein tangentialer Dichtschleier eingebracht.

Der durch den Ausbruchkegel unterbrochene Staumauerdichtschleier mußte durch Herstellen eines umlaufenden radialen Injektionsschleiers wieder geschlossen werden. Um die Staumauerdichtung wirksam an den Umhüllungsbeton des neuen Rohres anzuschließen, wurde der radiale Injektionsschleier zweifach in versetzten Ebenen ausgeführt. Um ein evtl. notwendiges Nachverpressen zu ermöglichen, wurden Verpreßschläuche eingebaut.

Als Voraussetzung für die Baugenehmigung hatte das WSA Hann. Münden die Vorlage einer Risikostudie verlangt. Eine der Auflagen für die Durchdringung der Staumauer besagte, daß eine doppelte Verschlußmöglichkeit gem. DIN 19700, auch in allen Bauphasen, vorgesehen werden mußte.

Aus diesem Grunde wurden in beiden Stollen temporäre Sicherheitsschotte eingebaut. Dies waren zweiflügelige Stahltüren, dimensioniert auf den vollen Stauseewasserspiegel und jederzeit verschließbar.



Bild 4: Revisionsverschluß vor dem Einlauf

Eine weitere Auflage der WSV verlangte das Verhindern des Flutens der 3 Mauerschächte. Dieser Auflage konnte durch den Einbau von 1 m dicken Stahlbetonplomben im unteren Drittel der 3 Mauerschächte entsprochen werden.

Nach den Ausbruch- und Verpreßarbeiten begannen die Stahlbauarbeiten mit dem Heraustrennen des Montagedekkels an der Einlauftrompete, dem Aufbau der Rohrverschubbahn sowie dem anschließenden Einbau der gesamten Druckrohrleitung mit der Notabsperrklappe und den Dehnungsstücken. Das Einbetonieren der Druckrohrleitung erfolgte abschnittsweise.

Nach Fertigstellung der ersten Zuleitung erfolgte die Flutung bis zur Notabsperrklappe und der Revisionsverschluß wurde vor den zweiten Einlauf verschoben. Die Arbeitsabläufe wiederholten sich für den Einbau der zweiten Rohrleitung.

Die im Mauerstollen 3 vorhandenen alten Rohrleitungen 5 und 6 wurden komplett ausbetoniert und die Deckel auf der Wasserseite dauerhaft mittels Betonplombe verschlossen. Die beiden Mauerschieber wurden ausgebaut, um die Rohre auch von innen verschließen zu können.

Der Stollen 3 wurde dazu benutzt, einen neuen Zugang vom Unterwasser in den Längskontrollgang der Mauer mit einer entsprechend dimensionierten Drucktür zu schaffen.

Das Ausbetonieren der Stollen mit den darin verlegten Triebwasserleitungen, der radiale Dichtschleier um die Einlauftrompeten und das dauerhafte Verschließen der alten Druckrohre 5 und 6 stellen eine Verbesserung der Standsicherheit, respektive Dichtigkeit der Staumauer, dar.

Mit dieser Art der Staumauerdurchdringung wurde eine optimale Lösung erzielt.

Die Ederstaumauer – ein letzter Gigant der Kaiserzeit

DR. ING. MICHAEL NEUMANN*

Aspekte des Denkmalschutzes bei den Instandsetzungsarbeiten

Mit Segenswünschen und Hymnen an das Vaterland, mit Jubelreden und patriotischen Ehrbezeugungen in wilhelminischem Gepränge wurde nicht wie geplant mit Pauken und Trompeten am 25. 8.1914 die Edertalsperre eingeweiht, sondern der Rekrut des 2. Kaiserreiches in die Schlachten des 1. Weltkrieges verabschiedet. Hatte doch Deutschland 14 Tage zuvor seine Friedenszeit beenden müssen, weil wieder einmal ruhige Staatsvernunft vor der verhängnisvollen "Zwangsläufigkeit" des Militärmechanismus hatte kapitulieren müssen.

Kaum von der Öffentlichkeit beachtet, wurde der Stau der Eder langsam vorgenommen und – nachdem sich keine bedenklichen Erscheinungen am Bauwerk gezeigt hatten – die Notauslässe geschlossen und die technischen Anlagen in Betrieb genommen. Der Kaiser saß in Berlin und ließ sich von den Bewegungen seiner Truppen unterrichten. Das Jubelfest für den letzten baulichen Giganten der wilhelminischen Friedensjahre war sprichwörtlich ins Wasser gefallen. Selbst als am 19. Januar 1915 zum ersten Mal die Überfallkante der Sperrmauer vom Wasserspiegel erreicht war und sich das unvergeßliche Schauspiel einer 250 m breiten fast 50 m hohen Wasserkaskade bot, nahm man hiervon im Reich keine Notiz. Gab es doch mittlerweile andere, weitaus beunruhigendere Neuigkeiten von den verlustreichen Kämpfen in der Champagne und in Ostpreußen.

Dabei hätte es doch so viel Grund zum Feiern gegeben. War doch die Edertalsperre als ein Objekt von höchster volkswirtschaftlicher Bedeutung, zur Wasserstandsregelung, zum Hochwasserschutz, sowie zur großräumigen Stromversorgung errichtet worden und hatte im Rahmen der Projektierung und Realisierung einen ganzen Landstrich ein Jahrzehnt lang erregt, aufgeregt und durcheinander gebracht. Hatte das Land Waldeck bisher von den technischen Errungenschaften des 19. Jh. nur wenig zu spüren bekommen, so konnte es nunmehr als Kulisse zu einem der größten technischen Monumentalbauten des Reiches dienen und den landschaftlich großartigen Rahmen zu einer gewaltigen Talsperre mit dem größten Sammelbecken Europas bieten.

Wie sehr sich die Gemüter damals in der Zeit zwischen 1909 und 1914 an dieser nicht nur lebensspendenden sondern auch lebensbedrohenden Maßnahme entzündet haben, ist in den Ortschroniken der untergegangenen Dörfer, den Zeitungsberichten, den Heimatgedichten und Geschichten nachzulesen.

Als Schicksalsbauwerk hatte Sie vielen Menschen sowohl vor dem 1. Weltkrieg als auch im 2. Weltkrieg jene vertraut gewordenen Lebensparzellen entzogen, deren



untergegangene Werte mit materiellen Gütern nicht aufzuwiegen waren. Einer nachfolgenden, d.h. nichtbetroffenen Generation hingegen wurde die Talsperre mit der alles überragenden Burg Waldeck zum bekannten Symbol eines kleinen Landes, das bislang wenig von sich Reden gemacht hatte.

Dem Bau der Talsperre fielen die Dörfer Asel, Berich und Bringhausen mit 155 Gehöften zum Opfer. Das zwar hochwassergefährdete, aber sonnenbeschienene, windgeschützte und vielbesungene Heimattal mußte von etwa 900 Personen verlassen werden, die ihr neues Zuhause in den eigens für Sie errichteten Plandörfern einzurichten hatten. Zur besseren Verwurzelung im neuen Umgebungsfeld hatten sie ihre alten Gotteshäuser wie Reliquien in ihre neuen Ortschaften getragen und sie in Neuberich und Neu-Bringhausen mitsamt der kunstvollen Ausstattung zu ihren Identifikationsobjekten erkoren. Verfolgt man die Berichte zum Enteignungsvorgang - jener reibungslosen Entschädigungsaktion - die eigens durch ein 1906 erlassenes Gesetz ermöglicht worden war - so kann man nur ungefähr die innerfamiliären emotionsgeladenen Auseinandersetzungen zwischen jung und alt erahnen. Die Abfindungen waren einerseits großzügig; die Zukunft im neuen Dorf versprach mehr Bequemlichkeit und größeren bäuerlichen Wohlstand; der Generationskonflikt jedoch, die Diskussion über das Für und Wieder zum Standortwechsel, über unsichere Aussichten und vertraut gewordene Welten wird sich vermutlich nicht anders abgespielt haben als in unseren heutigen Braunkohlegebieten. Obwohl sich die äußeren Lebensbedingungen durch die Standortwahl der neuen Dörfer in landwirtschaftlicher und verkehrstechnischer Hinsicht wesentlich verbessert hatten, wollte die Erinnerung an das mittlerweile von Sehnsucht und Verklärung verwaschene Bild des alten Edertales nicht verlöschen. Auch heute wird man sich wohl kaum eine ungefähre Vorstellung von jenem 27 km langen Waldtal machen können, das mit Haus und Hof in den "unbarmherzig alles mit ihrem eisigen Naß umschließenden Fluten" [1] versank (Bild 1). So ist man heute, um sich ein weitgehend unverfälschtes Bild von der zum Tode geweihten Landschaft machen zu können, auf die Bestandsfotografien der preußischen Meßbildanstalt angewiesen, die vor der Flutung scharf gesehene Abbilder anfertigte, die durch ihre unsentimental sezierende Genauigkeit fast in den Bereich der Distanzlosigkeit geraten sind (Bild 2 und 3). In ihrem Anspruch auf exakte Dokumentation wirken sie, insofern man vom Schicksal des Tales unterrichtet ist, eindringlich, fast gnadenlos.

Eine ähnliche Wirkung - wenngleich viel spektakulärer - rufen jene Luftbilder hervor, die den lang vorbereiteten Faustschlag englischer Kampfflieger auf die Edertalsperre im Ergebnis festgehalten haben, und die erbärmliche Ohn-

^{*} Dr. Ing. M. Neumann, Oberkonservator beim Landesamt für Denkmalpflege, Marburg



Bild 1: Das Edertal vor der Flutung

macht der Menschen vor Augen führte, die am 17.5.1943 von den entfesselten Wassermassen aus einer Höhe von 30 m in einer Breite von 80 m überrascht wurden.

Nicht ohne Grund hatte man sich hierzulande sehr spät zum Bau von Talsperren durchgerungen. Hatten doch fortwährend Unglücksnachrichten aus dem Ausland, die sich

im Zusammenhang mit Staudammbrüchen ereignet hatten, dem Sicherheitsdenken der Deutschen widerstrebt. Erst in der richtigen Anwendung statischer Gesetze konnte durch den Aachener Universitätsprofessor Otto Intze jene bruchsichere Staumauer entwickelt werden, deren Eigengewicht den Druck des gestauten Wassers auf die Talsohle zu übertragen vermag und somit als Schwergewichtsmauer aus Bruchstein und Trasszementkalk - mehr Standsicherheit als die herkömmlichen Dämme aus Lehm- und Erdaufschüttungen zu bieten hat. Tatsächlich ist in der seit 1890 einsetzenden modernen Geschichte des deutschen Talsperrenbaues kein einziger Bruch erfolgt, nimmt man die gezielten kriegerischen Einwirkungen des 2. Weltkrieges aus.

Die Edertalsperre gehört folglich zu jenem Staumauertyp, dessen Entwicklung auf Otto Intze zurückgeht. Vom preußischen Staat wurde sie unter der Leitung des geheimen Oberbau-

rates Dr. Ing. Sympher errichtet, der für die technische Entwurfsarbeit verantwortlich zeichnete. Die künstlerische Ausgestaltung des Bauwerkes hingegen lag in der Hand des Regierungsbaumeisters Dr. Ing. Meyer, der auch für die Neuerrichtung der Dörfer und die Versetzung der Kirchen von Bringhausen und Berich zuständig war.

Das letzte große Bauwerk der Kaiserzeit beweist, daß zu dieser Zeit – obwohl die Pioniere der Moderne bereits ihre wegweisenden Beispiele zur Nutz- und Zweckarchitektur in der rationalen Ästhetik des Funktionalismus durch die Synthese von Baukunst und Technik geschaffen hatten – immer noch ein tiefer Graben zwischen Ingenieurbauwesen

und Architektur bestand (Peter Behrens/Turbinenfabrik der AEG in Berlin, 1909; Walter Gropius und Adolf Meyer Faguswerke Alfeld/Leine, 1911). Dennoch hatte Regierungsbaumeister Dr. Meyer den Auftrag – den konservativen Tendenzen der Zeit folgend – den zwar kühnen aber rohen Nutzbau zu kaschieren, zu schönen bzw. erträglich zu machen. Als Architekt des Historismus bediente er sich des Formenrepertoires vergangener Stilepochen, ließ sich mit einem Seitenblick auf Schloß Waldeck vom spätmittelalterlichen Burgenbau inspirieren und verlieh dem gewaltigen Mauerrohling den Charakter einer uneinnehmbaren Festung.

Mehrere Bauwerksuntersuchungen haben zwischenzeitlich gezeigt, daß die Standsicherheit der Mauer durch Sohlwasserdruck ungünstig beeinflußt werden könnte und daß unter

Einbeziehung des 1000jährlichen Hochwassers ein Gewichtsdefizit von 2000 kN je laufenden Meter auszugleichen erforderlich ist. Alterungserscheinungen an den Grundablaß- und Turbinenrohren und dem talseitigen Beruhigungsbecken (Tosbecken) machten eine generelle Instandsetzung erforderlich, wobei sich insbesondere eine parallel laufende, sehr umfangreiche Erneuerung im Kraftwerk Hemfurth I zu Füßen der Talsperre anbot.



Bild 2: Die Bericher Hütte mit Blick auf Schloß Waldeck und das eingeäscherte Berich

Da mit diesen Instandsetzungsmaßnahmen die Veränderung des Erscheinungsbildes und der Originalsubstanz sowohl im Mauerkörper als auch der Mauerkrone unumgänglich schien, gab das Landesamt für Denkmalpflege von Anbeginn zu bedenken, daß das wohl bedeutendste technische Großdenkmal Hessens gleichermaßen aus bauhistorischen und historischen sowie heimatgeschichtlichen Gründen in seinem überkommenen Zustand zu halten sei, wobei die späteren technischen und baulichen Veränderungen sowie die ablesbare Behebung der Kriegsspuren als Bestandteil des Kulturdenkmals zu bewerten und zu berücksichtigen sind.

Auf keinen Fall durfte die landschaftliche Einbindung des Natursteinbauwerkes gestört werden. Sollten technische Erneuerungen vor allem im Bereich der weit einsehbaren

Mauerkrone erforderlich sein, so hatten sich diese, soweit wie möglich, in das Bauwerk zu integrieren. Technisch notwendige, das originale Erscheinungsbild verändernde Erneuerungen und Zutaten, hatten sich in ihrer zeitgemäßen, funktionsbetonten Ausführung störungsfrei dem Großbauwerk unterzuordnen.

Da ein erhebliches Gewichtsdefizit ausgeglichen werden mußte, und folglich ein bautechnischer Eingriff nicht zu umgehen war, sah sich die Denkmalpflege zunächst vor die Gretchenfrage gestellt, ob der Erhalt der Originalsubstanz, der Wahrung des originalen Erscheinungsbildes vorzuziehen sei. Standen doch vor allem zwei Instandsetzungskonzepte zur Diskussion, von denen das eine die Dichtung der Mauer durch eine seeseitige Betonvorsatzschale vorsah, das andere eine Ausgleichung des Gewichtsdefizites durch eine Verankerung der Mauer im Fels suchte.

Eine Betonvorsatzschale hätte zwar einen geringeren Eingriff in die Originalsubstanz der Gewichtsmauer mit sich gebracht, hätte jedoch den Verlust des historischen Erscheinungsbildes - vor allem bei Niedrigwasser - zur Folge gehabt. Die von der Denkmalpflege in diesem Fall geforderte aufwendige Bruchsteinverblendung zur weitgehenden Wahrung der gewohnten Maueransicht erübrigte sich jedoch am Ende der Debatte durch die favorisierte "Ankerlösung". Diese hatte zwar eine 7 m hohe Entnahme der Mauerkrone zwischen den großen Torbauten zur Folge, gewährte jedoch bei der geforderten Rekonstruktion unter Verwendung der Originalmaterialien die Wiederherstellung des alten Erscheinungsbildes. Die Abtragung der Mauerkrone war wegen der Einbringung eines Lastverteilungsbalkens aus Stahlbeton erforderlich geworden, um jenen 104 Felsankern Halt zu geben, die gut 70 m tief, weit über die Fundamente hinaus, in den Fels getrieben werden mußten.

Zur Herstellung der notwendigen Beschleunigung des Wasserüberlaufes und zur Erneuerung der Bedienungspodeste für die Antriebe der Notverschlüsse hieß es die technischen Neuerungen erkennbar zu machen, ohne hierbei die Gesamtwirkung der Mauer im Nahtbereich zwischen Bruchstein und Werksteinaufbau zu stören. Die diesbezüglichen Lösungen erforderten zahlreiche Entwurfsstudien, zumal die sicherheitstechnischen Forderungen der Ingenieure die denkmalpflegerischen Auflagen immer wieder in Frage zu stellen drohten.

Die Gestaltung der geänderten Überlauföffnungen und der neuen Bedienungspodeste, die Wahl der Lichtmasten sowie die gepflasterte Maueranbindung an den öffentlichen Platz des Hemfurther Ufers, um nur diese Neuerungen zu nennen, bedurften einer intensiven Absprache mit der Bauverwaltung des Wasser- und Schiffahrtsamtes Hann. Münden, das sich im Bewußtsein der Verpflichtung zum

historischen Großbauprojekt als ein kooperatives Unternehmen auf der Suche nach den besten architektonischen Lösungen darstellte.



Bild 3: Bauernhof in Bringhausen vor der Flutung des Tales

Noch 3 Monate vor Zusammenbruch des 2. Deutschen Kaiserreiches hatte sich Wilhelm II nach Edertal/Hemfurth begeben, um die Funktion des Stausees zu begutachten und sich öffentlich und positiv zu den Fragen der Speisung der Wasserstraßen und zur Energieerzeugung zu äußern. Am 15. 4. 1915 war das Kraftwerk Hemfurth I bereits mit 4 Maschinensätzen in Betrieb genommen worden. Zwei weitere waren bei steigendem Energiebedarf im Jahre 1923 eingebaut und 1 Jahr später in Betrieb genommen worden. Bis 1992 haben die Francis-Spiral-Turbinen ihre Dienste geleistet und den 202,4 Mio. m³ großen Wasserspeicher der Edertalsperre ausgenutzt, um 15,6 Megawatt bei Vollast erbringen zu können. Die Anlage Hemfurth I war denkmalpflegerisch bislang insofern von höchstem Interesse, als sie auf eine fast 80jährige Betriebsgeschichte zurückblicken konnte, in der nur wenige Änderungen durchgeführt worden waren. "Die wesentlichen Bauteile wie Turbinen und Generatoren blieben unverändert bestehen, was auf die Qualität von Planung, Konstruktion und Material zurückzuführen ist [2]. Selbst die Katastrophe von 1943 haben Turbinen und Generatoren relativ gut überstanden. Sie dokumentieren die ältest erhaltene Kombination von Großturbinen und Generatoren in Hessen und haben mit dem 1927 errichteten Kraftwerk Hemfurth II auf dem gegenüberliegendem Ederufer eine Gesamtleistung von rd. 32 MW erbringen können. Beide Kraftwerke gelten mit der Edertalsperre als eine Keimzelle der PreussenElektra, die im Rahmen der Großsanierung der Staumauer für die Modernisierung des überalterten Kraftwerkes zuständig ist und die Gelegenheit nutzte, den seit langem geplanten Einbau von 2 Francis-Spiralturbinen mit vertikaler Welle in Angriff zu nehmen.

Der Vorschlag von PreussenElektra an die Adresse des Denkmalpflegers, eine grundlegende Dokumentation des historischen Bestandes als Ersatz für die Entfernung der alten Anlage anfertigen zu lassen, wurde wegen der Ein-

maligkeit der technischen Anlage abgelehnt. Vielmehr begann eine Diskussion darüber, wie eine alte Turbinenanlage zu erhalten sei und diese auch im Untergeschoß mit den gekappten Zu- und Ablaufrohren der Öffentlichkeit zugängig gemacht werden könnte, ohne daß hierbei der Betrieb der modernen Anlage gestört würde. In diesem Zusammenhang hatte die Denkmalfachbehörde zu erkennen gegeben, daß die Aufstellung einer Maschine außerhalb des Kraftwerkes den ursprünglichen Sinnzusammenhang der historischen Installation in Frage stellen würde und daß, ungeachtet einer späteren musealen Präsentation, aus konservatorischen Gründen der historische Standort zu halten sei. Wichtig sei vor allen Dingen der Erhalt der Funktionszusammenhänge durch mindestens eine Maschine im Zusammenspiel mit dem Kraftwerksschieber und dem historischen Umfeld. Die Dokumentation eines Industriearchäologen

über die gesamte Anlage Hemfurth I war Bestandteil des Auflagenkataloges, den PreussenElektra mit großem Interesse und Verständnis für die Belange des Denkmalschutzes erfüllt hat.

Das Bemühen der Denkmalfachbehörde, innerhalb einer gewährten Frist fünf Maschinensätze vor der Verschrottung zu retten und in technischen Museen an den "Mann zu bringen", hat wegen der knapp bemessenen Zeit, jedoch vor allen Dingen wegen der gigantischen Ausmaße der Turbinen und der damit verbundenen Transport- und Lagerungsschwierigkeiten nur bedingten Erfolg gehabt. Die technischen Museen von Mannheim, Rüsselsheim, München, Kassel und Berlin mußten entweder wegen fehlender Mittel zum Transport oder wegen der komplizierten Demontage und mangelnder Zwischenlagerungsmöglichkeiten absagen. Immerhin konnte in letzter Minute ein tonnenschwerer



Bild 4: Ruine der gotischen Klosterkirche von Alt-Berich

Turbinenregler – das Herzstück eines jeden Maschinensatzes – vom Deutschen Museum in München übernommen werden.

Nach der Wiederinbetriebnahme im Sommer 1994 kann indes der von der Demontage ausgenommene Maschinensatz 5 standortgetreu wieder bei Betriebsführungen an die Pioniertage der Stromerzeugung erinnern und wird vielleicht Anlaß geben, sich mit der Geschichte der Stromgewinnung tiefergehend zu beschäftigen.

Literatur

- [1] Kasseler Post 14. Juni 1931 "Der Edersee, Deutschlands Vierwaldstätter See"
- [2] Dokumentation Hemfurth I von Dipl.-Ing. Rolf Höhmann Industriearchäologe (Gutachten für das Landesamt für Denkmalpflege 1993)

Neugestaltung des Staumauer-Vorplatzes, Konzeption für eine touristische Erlebniszone

WILLI-ERNST SCHREIBER*

1 Einführung

Ein volles Herz bringt den Mund zum überlaufen – ganz im Sinne dieser bekannten Volksweisheit fühlt sich der Verfasser, wenn er die Schönheiten des Edersees zu beschreiben hat. Kaum ein Stausee vermittelt so einmalig die Symbiose mit der Natur. Der harmonische Zusammenhang von See und Bergen gibt dem Edersee einen besonderen Reiz.

Oft verglichen mit dem Vierwaldstättersee in der Schweiz, ist der Edersee das "blaue Auge" des Waldecker Landes, eines kleinen Ländchens mitten in Deutschland. Der Name Waldeck hatte schon in der Geschichte einen guten Klang. Mit ihm verbindet sich der Begriff unzerstörter Natur mit rauschenden Wäldern, alten Burgen und Schlössern, Bergen und klarem Wasser, sauberen Dörfern und trauten Städten.

Hoch oben vom Ederkopf im Rothaargebirge kommen die silberhellen geschwätzigen Wellen des Ederstroms, bis

sie sich in der drittgrößten Talsperre Deutschlands, der Edertalsperre, stauen. 27 km lang, 69 km frei zugängliche Uferstrecken, 1.200 ha Fläche, 202,4 hm³ Fassungsvermögen – diese Daten beschreiben eindrucksvoll das Edersee-Eldorado.

Der Bau der Edertalsperre geht zurück auf das preußische Gesetz über die Herstellung und den Ausbau von Wasserstraßen vom 1. April 1905. Hauptanliegen war damals, die Wasserstandsregulierung der Weser und der angeschlossenen Kanäle sicherzustellen und das Edertal vor Hochwasser zu schützen. Die Energiegewinnung kam als weitere Funktion hinzu.

Der Fremdenverkehr in der Ederseeregion hat erst nach dem zweiten Weltkrieg an Bedeutung gewonnen.

Der Edersee zählt heute zu den beliebtesten Touristenzielen in Hessen. Der Tourismus ist bestimmender Wirtschaftsfaktor für die ganze Region. Aus dieser Sicht ist ein Wandel der Zweckbestimmung der Talsperre faktisch vollzogen, der See hat hohe Priorität für die Freizeit- und Erholungsnutzung. Die Bewirtschaftung der Edertalsperre an diesem Ziel stärker auszurichten, ist ein Anliegen, das von den "Ederseeanrainergemeinden" unisono vertreten wird.

Nach einem Gutachten des Europäischen-Tourismus-Instituts, Trier, mit dem Titel "Der Edersee als Wirtschaftsfaktor für die Region Waldeck-Frankenberg und Oberweser" wird dem Ederseeraum ein nicht unbedeutendes Entwicklungspotential bescheinigt, das es zu nutzen gilt. Empirische Untersuchungen belegen, daß viele Gäste die Attraktivität des Edersees in der großen Wasserfläche sehen. Dazu gehört ein gutes Umfeld und eine Infrastruktur, die zum Verweilen einlädt.

2 Neugestaltung des Staumauer-Vorplatzes

Der Platz vor der Staumauer auf der Westseite wird je nach Jahreszeit unterschiedlich stark frequentiert. Eine zukunftsträchtige Neugestaltung ist ein besonderes Anliegen der Gemeinde Edertal, dieser exponierten Lage als "Schokoladenseite" oder "Visitenkarte" das Profil zu geben, das einer ansprechenden Fremdenverkehrsregion mit der Staumauer als herausragende Sehenswürdigkeit und technische Meisterleistung gebührt.



Bild 1: Planung Gesamtmaßnahme

Das Gelände war über drei Jahre Baustelle. Die Instandsetzung der Staumauer hat ihre Spuren hinterlassen. Eine Oberflächenwiederherstellung im ursprünglichen Sinne ist nicht mehr zeitgemäß. Die Gunst der Stunde erfordert eine grundlegende Neugestaltung für ein modernes Ambiente als Erlebniszone.

Die Konzeption beinhaltet, Akzente für ein längeres Verweilen der Touristen zu setzen. Dazu zählt nicht nur, die allgemeinen gastronomischen Bedürfnisse oder die Nachfrage nach Souvenirartikeln zu befriedigen, sondern Attraktionen zu bieten, die dem flanierenden Publikum Lust zum längeren Verweilen machen. Ein zentraler Ansatz ist die

erseeraum ein nicht unbedeutendes Entwick-I bescheinigt, das es zu nutzen gilt. Empirische gen belegen, daß viele Gäste die Attraktivität

^{*} W.-E. Schreiber, Bürgermeister der Gemeinde Edertal

Idee, das Element Wasser einzubeziehen und einen Wassergarten oder Wasserspielplatz anzulegen. Diese Überlegung soll auch die Zweckbestimmung der Edertalsperre und die Energieerzeugung durch die Wasserkraftwerke assoziieren. Wie aus Wasser Kraft gewonnen wird, ist eines der Phänomene, die nachdenklich stimmen. Durch eigene Aktivitäten zu sinnlicher Wahrnehmung und Erfahrungen mit dem Wasser angeregt zu werden, dürfte jeden begeistern. Mit außergewöhnlichen Geräten und Vorrichtungen soll ein Wasserkreislauf angeboten werden, der besonders für die Kinder einen dreifachen Effekt symbolisiert: nach Herzenslust mit einem heißgeliebten Element zu planschen, das Fließen oder den Rücktransport des Wassers zu steuern und nebenbei zu erkennen, daß Wasser unser höchstes Gut ist und des besonderen Schutzes bedarf.

Ob

- die Archimedes-Schraube, auch als Wasserschnecke bekannt,
- das Schaduf, ein einfaches Schöpf- und Hebegerät, das schon die Ägypter zu nutzen wußten,
- der Strömungstisch,
- die M\u00e4anderrinne mit Auspr\u00e4gungen, wie sie in jedem nat\u00fcrlichen Flu\u00dflauf vorkommen,
- Rataukanal

 Technik

 Gabbiz- and Staushenflantung

 SchiaberDector

 SchieberDector

 SchieberDector

 SchieberDector

 SchieberDector

 SchieberDector

 SchieberDector

 SchieberDector

 Artestactiv

 Glache
 Brunnen

 SchieberSchieber

 Schieber

 Figurentiche

 Treponn

 Artestactiv

 Treponn

 Klesbett

 Brunnen

 Schieberbech

 Pratte

 Schieberbech

 Schieberbech

 Artestactiv

 Treponn

 Schieberbech

 Schieberbech

 Schieberbech

 Schieberbech

 Schieberbech

 Artestactiv

 Treponn

 Schieberbech

 Schieberbech

 Schieberbech

 Artestactiv

 Treponn

 Schieberbech

 Schieberbech

 Artestactiv

 Treponn

 Treponn

 Artestactiv

 Treponn

 Treponn

 Artestactiv

 Treponn

 Treponn

 Artestactiv

 Treponn

 Treponn

Bild 2: Konzeption "Aqua-Park"

- Prall- und Gleithänge mit dem besonderen Wasserphänomen laminar gleitenden Wassers oder
- der Experimentierrinne, in der mit Schiebern und Hindernissen das Wasser von Hand gestaut und gelenkt werden kann,

die Möglichkeiten – unter dem Vorbehalt von Abstrichen oder Alternativen aus finanziellen Erwägungen – sind vielfältig, sich mit dem Element Wasser zu beschäftigen und auseinanderzusetzen. Als "I-Punkt" wird ergänzend der Wunsch verfolgt, die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung und die PreussenElektra zu gewinnen, einen Informationspavillon einzurichten und die technischen Details und Zusammenhänge der Zweckbestimmung der Edertalsperre in der Kombination von Natur und Technik der Öffentlichkeit zu vermitteln. Das Kraftwerk Hemfurth II ließe sich als historisches Museum bestens integrieren.

Eine wesentliche Zielsetzung ist zugleich, den bisher auch überwiegend als Parkplatz genutzten Bereich autofrei anzulegen und die Kraftfahrzeuge vor dem Ort Edersee parken zu lassen.

Diese Verkehrslenkungsmaßnahme und die Herausnahme des Autobesucherverkehrs dient auch einem umweltverträglichem Tourismus am Edersee.

Die Sicherung und Stärkung der Präferenz der Edertalsperre im Wettbewerb der bedeutenden touristischen Mittelgebirgsziele erfordert Impulse für ein ansprechendes, individuelles "Outfit", das sich nicht an jeder Talsperre wiederfindet.

Das nach Auffassung des Verfassers außergewöhnliche touristische Potential angemessen zu präsentieren, ist eine Antwort der Gemeinde Edertal auf die Herausforderung, noch mehr Appetit für eine Reise an den Edersee zu verspüren.

Die Gemeinde muß tief in die Tasche greifen, um diese Intention Realität werden zu lassen. Die Kosten sind auf 2,7 Mio. DM geschätzt. An der Instandsetzung beteiligte Firmen und Ingenieurbüros

Anhang

An der Instandsetzung beteiligte Firmen und Ingenieurbüros

Im Auftrag der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes wirkten bei der Instandsetzung der Ederstaumauer mit:

Voruntersuchung und Erarbeitung von Instandsetzungsvarianten

Bietergemeinschaft Lahmeyer International GmbH/Dipl.Ing. Steffen

Ingenieurgesellschaft mbH

Frankfurt (Main)

Siemens AG Erlangen

Ing. Büro Dr. Kupfer

München

Ing. Büro Dipl.Ing. G. Salveter GmbH

Netphen

Bundesanstalt für Wasserbau

Karlsrube

Germ. Lloyd AG

Erneuerung der Grundablässe

Zustandsuntersuchung an den Absperrschiebern der Grundablässe, techn. Bearbeitung und Prüfung der Ausführungsstatik und Pläne

Stahlwasserbau

Noell GmbH Würzburg

Hamburg

mit folgenden Nachunternehmern

Massivbauarbeiten bs - Betonschutz GmbH

Hofgeismar

Taucherarbeiten Fa. Raymakers

Haelen

Konservierung (werkseitig) Litterer Industrieanstriche

Mannheim

Konservierung der Schieberschweißkonstruktion Eisner Industrieanstriche

Würzburg

Rechen vor den Grundablaßrohreinläufen Kinkele

Ochsenfurth/Main

Walzen und Schweißen der neuen Rohre

HOESCH-Westfalenhütte

Dortmund

Hosenrohre und Mannlochdeckel Germania

Chemnitz

Elektrische Stellantriebe Riester KG

Köln

Demontage der alten Rohrleitungen Zunkbau

Gräfenhainichen

weitere beauftragte Firmen

Fa. Pfeil Edertal

Taucherarbeiten Rhein-Taucher GmbH Jasinski

Duisburg

Malerarbeiten

Fliesenlegerarbeiten

Malerarbeiten

Malerarbeiten

Massivbau- und Ankerarbeiten

Gutachten und bautechnische Beratung für die Instandsetzung der Ederstaumauer und die Bauausführung

Gutachten zur Konstruktion und Herstellungstechnik der Felsdaueranker

Gutachten zur Dauerhaltbarkeit des Korrosionsschutzsystems der Felsdaueranker

Mithilfe bei der Erstellung der Ausschreibung und stat. Beratung, Landschaftspflegerischer Begleitplan Tosbeckenanpassung

Standsicherheitsberechnung der Staumauer mit finiten Elementen Technisch wissenschaftliche Beaufsichtigung der Bohr- und Ankerarbeiten

Betoneignungsprüfungen

Abbindetemperatur- und Spannungsberechnungen

für den Beton

Hochwasserabflußmodell für die Bauzeit

Prüfung der Ausführungsstatik und Pläne

Meßtechnische Überwachung der Sprengarbeiten

Ingenieurgeologische Betreuung der Bohrungen und Beurteilung der Krafteintragungsstrecken für Verpreßanker

Belange des Denkmalschutzes

Technische Bearbeitung des Umbaues der Notauslaßantriebe

Videofilm über die Instandsetzungsarbeiten

Gutachten über wiederverwendbare Sandsteine der Mauerbrüstung

Fliesenfachgeschäft Zimmermann

Bad Wildungen

Fa. Hinkelmann

Dassel

Fa. Saal-Industrieanstriche GmbH

Kreiensen

Bundesanstalt für Wasserbau

Karlsruhe

Technische Universität München Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodentechnik und Felsmechanik Dr. Ing. Helmut Ostermeyer München

Institut für Bautechnik Berlin

Berlin

Ing. Büro Dipl.-Ing. G. Salveter GmbH

Netphen

Prof. Dr. Ing. W. Wittke

Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH

Aachen

Amtliche Baustoff- und Betonprüfstelle der

Gesamthochschule Kassel (GhK)

Kassel

Ingenieurgesellschaft für Bautechnik

Krätzig und Partner

Bochum

Leichtweiß Institut für Wasserbau Techn. Universität Braunschweig - Abt. Hydrologie und Wasserwirtschaft

Prof. Dr. Ing. Ulrich Maniak

Braunschweig

Ing. Büro Dipl.-Ing. Norbert Burbach

Kreuztal-Krombach

Curt-Risch-Institut Universität Hannover

Hannover

Hess. Landesamt für Bodenforschung

Wiesbaden

Landesamt für Denkmalpflege in Hessen,

Abt. Baudenkmäler

Germ. Lloyd AG Hamburg

UNIMEDIA, Medienhaus Göttingen

Göttingen

Ing. Büro für Baustoffe und Bauwerkserbaltung Prof. Dr. rer. nat. D. Knöfel/Dipl.Ing. B. Jungermann

Kirchhunden

ARGE Brüggemann Baugesellschaft mbH & Co. KG, Duisburg/Oevermann GmbH & Co., Paderborn

mit folgenden Nachunternehmern

Technische Bearbeitung

Ing. Büro Dipl.-Ing. G. Salveter

Netphen

Bohr- und Ankerarbeiten

Stump-Bohr GmbH - Niederlassung Nord -

Hannover

Ankerfertigung

SUSPA Spannbeton GmbH Niederlassung Königsbrunn

Langzeitüberwachung der Anker mittels Lichtwellenleiter

SICOM-Gesellschaft für Sensor- und

Vorspanntechnik mbH Langenfeld/Rheinland

Betonwerksteinarbeiten

Wachenfeld KG Volkmarsen-Külte

Stollenausbruch und Kernbohrarbeiten, Sanierung, Maueroberfläche, Mauerluft- und -wasserseite

bs-Betonschutz GmbH

Hofgeismar

Betonstahlbewehrungen

Herkules-Baustablarmierungen GmbH & Co. KG

Umrüstung der Notauslässe

Kassel Karl Pübler jr. KG

Bergneustadt

Abdichtungen

Fa. W. Winter Bad Wildungen

Sprengarbeiten

Fa. W. Rosenstock

Bückeburg

Gerüstbauarbeiten

W. Engelbardt Gerüstbau GmbH Wuppertal

Naturstein-Verblendarbeiten

Kasper Braun GmbH Castrop-Rauxel

Wendeltreppen

Straßenbau

GTM Gitterroste und Treppen GmbH

Südlohn

Fahrbahnübergänge

Glacier GmbH Sollinger Hütte

Uslar

Teerbau GmbH Baugesellschaft

Hann. Münden

Erdung und Blitzschutz

Hindertbür-Blitzschutzanlagen GmbH

Siegen

weitere beauftragte Firmen

Sohlkolkeverfüllung im Tosbecken der Staumauer und Erdarbeiten als Ausgleichsmaßnahme im Naturschutzgebiet Herzhausen

Heinrich Rhode Tief- und Straßenbau

Korbach

Dachdeckerarbeiten

Fa. Winter, Dach + Wand

Bad Wildungen

Fa. Maihak

Sichern und Wiederherstellen von physikalischen Meß- und Kontrolleinrichtungen

Hamburg Interfels

Sichern und Wiederherstellen von physikalischen Meß- und Kontrolleinrichtungen

Internationale Versuchsanstalt für Fels GmbH Bad Bentheim

An der Erneuerung des Kraftwerkes Hemfurth I wirkten im Auftrag der PreussenElektra mit:

Leittechnik

AEG

Hannover

Maschinenhauskran

Josef Brunnhuber Maschinenfabrik GmbH

Augsburg

Probebohrungen

Erkelenzer Bohrgesellschaft mbH

Düsseldorf

Bauprovisorien

GA GmbH

Essen

Fertigungsüberwachung

Germanischer Lloyd AG

Hamburg

Prüfstatik

Helaprüf

Darmstadt

Hoch- und Tiefbau, Wasserbau

Hochtief AG

Kassel

Fotodokumentation

R. Höhmann, Büro für Industriearchäologie

Darmstadt

Betonuntersuchung

Institut für Baustofftechnik

Hannover

Vermessung

Kirchner & Wolf Consult GmbH

Hildesheim

Demontage/Abbruch

Johannes Landwehr GmbH

Herzebrock

Lieferung und Montage der Maschinensätze

Noell GmbH Würzburg

(Turbine und Generator)
Planung, Ingenieurleistung

Rhein-Main-Donau AG

München

Schwingungsüberwachung

Carl Schenk AG

Darmstadt

Elektrotechnische Ausrüstung

Siemens AG

Laatzen

Stahlwasserbauausrüstung, Druckrohrleitungen

Stablbau Engineering

Hannover

Tauchkontrollen

Tauchmeyer

Seelze

Nachrichtentechnik

Telenorma GmbH

Frankfurt

Gutachter/Prüfer

Prof. Dr. Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure

für Grundbau und Felsbau GmbH

Aachen

Die Bundeswasserstraßen im Bereich der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte

