

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Heunisch, Michael

Tragwerksplanungen zur Instandsetzung der Schleuse Bamberg

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/105532>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Heunisch, Michael (2006): Tragwerksplanungen zur Instandsetzung der Schleuse Bamberg. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Instandsetzung bestehender Wasserbauwerke. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 23-30.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

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

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



Dr.-Ing. M. Heunisch, König und Heunisch Planungsgesellschaft, Frankfurt
Tragwerksplanungen zur Instandsetzung der Schleuse Bamberg

1 Einleitung

Die Schleuse Bamberg wurde 1962 als eine der ersten des Main-Donau-Kanals gebaut. Die Scheusenkammer wurde als monolithischer Trog errichtet. In den Kammerwänden sind Längskanäle integriert, die mit dem Grundlaufsystem verbunden sind. An die östliche Kammerwand ist ein begehbare Drainagekanal angegliedert. In ihm war in der Kehle der Kammerwand ein stark wasserführender Riss entdeckt worden, der mit dem Längskanal in Verbindung stand. Ein daraufhin initiiertes Messprogramm hatte gezeigt, dass am Kopf der Kammerwand stark erhöhte Bewegungen auftraten. Es war zudem festgestellt worden, dass die erdseitige Bewehrung im Bereich des Risses teilweise gerissen war. Daraufhin wurde die Kammerwand durch Rückverankerungen gesichert und die gerissene Bewehrung ertüchtigt.

Die Planung der Instandsetzungsmaßnahmen wurde ausgeschrieben, wobei Dorsch Consult mit den Nachunternehmern Schömigplan und KHP König und Heunisch den Auftrag erhielt. Über die Belange der Tragwerksplanung wird nachfolgend berichtet.

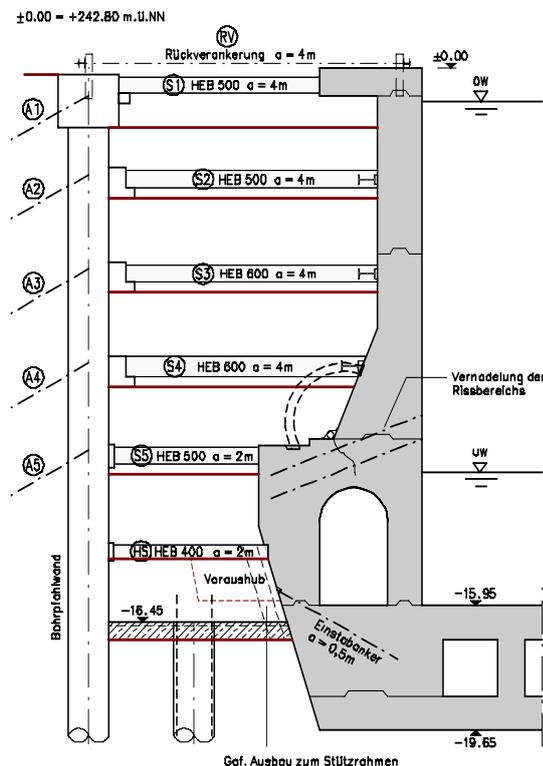


Bild 1: Bauzustand

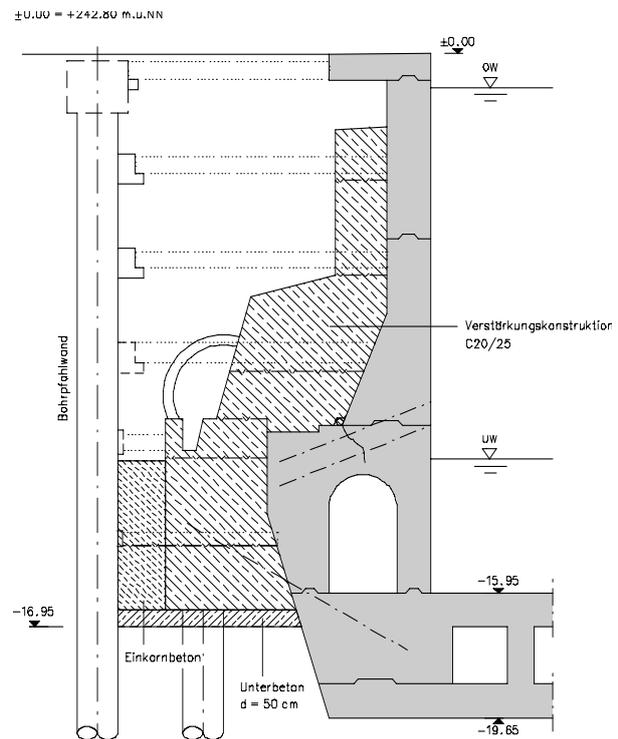
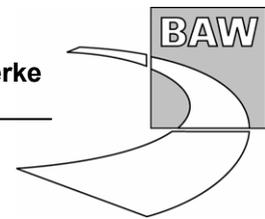


Bild 2: Verstärkungsmaßnahme



2 Ausgangssituation

Im Vorfeld der Ausschreibung hatte die Bundesanstalt für Wasserbau sehr ausführliche Untersuchungen zur Ursache für die Rissbildungen durchgeführt und Überlegungen zu möglichen Instandsetzungskonzepten angestellt. Sie kam zu dem Ergebnis, dass im Licht heutiger Sicherheitskonzepte nicht nur im Bereich des Risses ein Defizit vorhanden ist, sondern sich insbesondere im Bereich der Längskanalwände weitere Schwachstellen befinden. Inwieweit es an diesen Stellen ebenfalls zu Rissbildungen gekommen war, blieb ungeklärt, da der aktuelle Zustand der Schleuse deren vollständiges Entleeren zu Revisionszwecken verbietet. Als Ursache für das Versagen der Bewehrung wurde letztlich Schwingungsrisskorrosion festgestellt.

Vorgabe für die Planung war, dass nach erfolgter Instandsetzung der sichere Zustand der Schleuse gemäß dem neuen Normenkonzept nachweisbar sein soll – zumindest was die östliche Kammerwand betrifft.

3 Sofortmaßnahme

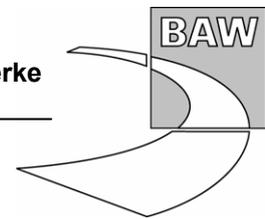
Da zu befürchten war, dass nicht nur die schräg an der Kammerwandrückseite verlaufende sondern auch die horizontal unter dem Drainagekanal angeordnete Bewehrung gerissen sein könnte, wurde im Vorgriff auf die spätere Verstärkung eine Vernadelung des Rissbereichs ausgeführt. In nächtlichen Sperrpausen wurden bei Unterwasser von Pontons aus Bohrungen oberhalb des Längskanals eingebracht. In diese wurden Rippenstäbe in Spannstahlqualität eingestellt und voll vermörtelt, so dass wieder ein Kraftschluss über den Riss hinweg gegeben war. Dazu war in Vorversuchen 1:1 erprobt worden, ob unter den extremen zeitlichen und sonstigen Randbedingungen ein genügender Haftverbund zu erreichen ist, bevor am folgenden Morgen der Schleusenbetrieb wieder aufgenommen wird.

Die Protokolle der Bohrungen belegen, dass die Rissbildung sehr heterogen erfolgte. Der Riss wurde mal früher, mal später, mal als klaffender Einzelriss, mal als Harnischbereich angetroffen. Es wurde bestätigt, dass die durch den Riss gehende Horizontalbewehrung größtenteils gerissen sein musste. Nach der Vernadelung konnte festgestellt werden, dass die Kopfverformungen der Kammerwand nach der Vernadelung zurückgingen und somit ein Kraftschluss gelungen war.

4 Ursprüngliche Bemessung der Kammerwand

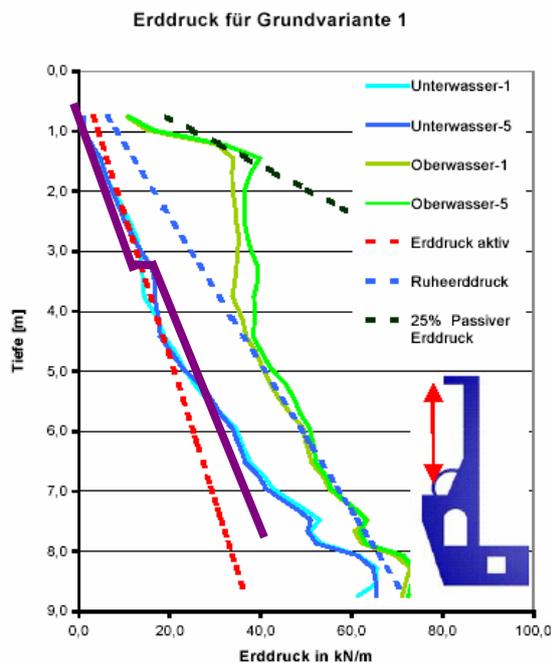
Da bei den vorgenannten Untersuchungen die Spannungen in der kritischen Bewehrung bereits unter Gebrauchlasten jenseits der garantierten Mindeststreckgrenze ermittelt wurden, ergibt sich die Frage, ob die ursprüngliche Berechnung fehlerhaft ist oder auf Fehleinschätzungen beruht.

Betrachtet man die horizontalen Erddruckansätze, so ergeben sich keine eklatanten Differenzen zwischen den Ansätzen der Ursprungsstatik und den mit heutigen Mitteln berechneten Werten. Allerdings wurden die vertikalen Komponenten des Erddruckes stark vereinfacht und günstig wirkend angenommen. Es wurde kein Wandreibungswinkel explizit angesetzt; aber das auf der Schräge der Kammerwandrückseite liegende Erdreich wurde im kritischen Schnitt 2 als überdrückend und rückdrehend angenommen. Aus diesem Grunde ergeben



sich bei den heutigen Nachrechnungen etwas ungünstigere Schnittkraftkombinationen als in der Ursprungsstatik. Diese allein erklären aber nicht, weshalb sich Spannungen in der Größenordnung der Fließspannung des Stahls errechnen, wo doch bei der ursprünglichen Bemessung die zulässigen Spannungen bei $f_{yk}/\gamma = 420 / 1,75 = 240 \text{ N/mm}^2$ lagen.

Zur Bauzeit wurde das Konzept der zulässigen Spannungen der Bemessung zugrundegelegt. Das heißt es wurden die Schnittgrößen unter Gebrauchslasten (charakteristische Werte) ermittelt und dafür die Bemessung so durchgeführt, dass die zulässigen Spannungen der Materialien an keiner Stelle überschritten wurden. Die Sicherheitsmargen wurden somit allein auf der Seite der Materialfestigkeit eingebaut, indem diese nur zu einem Bruchteil ausgenutzt werden durfte.



Ursprungsberechnung —

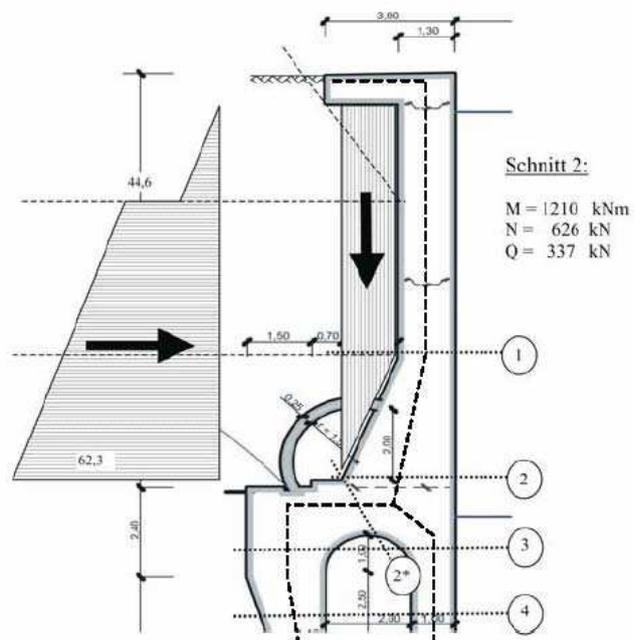
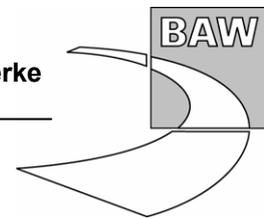


Bild 3: Erddruckansatz in der Ursprungsberechnung und nach neueren Ermittlungen. Im maßgebenden Lastfall Unterwasser besteht kein signifikanter Unterschied.

Bild 4: Belastungsschema in der Ursprungsberechnung

Wenn im konkreten Fall einer Beanspruchung durch Moment und Normalkraft die Querschnittsform so gewählt wird, dass fast keine Bewehrung erforderlich ist, so entsteht auch fast kein Sicherheitsabstand gegenüber Abweichungen vom getroffenen Lastansatz (die Betonfestigkeit spielt praktisch keine Rolle). Während bei Stampfbeton und Mauerwerk das Klaffen in einer Fuge weiter als bis zum Scherpunkt untersagt war – dies führt immerhin zu einer knapp 1,5-fachen Sicherheit gegen Kippen – stellte dies bei Stahlbetonkonstruktionen kein Kriterium dar. Die Resultierende der M-N-Kombination kann beliebig dicht an den Quer-



schnittrand heranrücken; solange die Betonfestigkeit nicht kritisch wurde, lieferte die Bemessungsprozedur eine erforderliche Bewehrung von Null. Für die Kammerwand wurde zwar eine sehr geringe erforderliche Bewehrung errechnet, die erreichte Sicherheit gegenüber kippenden Momenten ist aber entsprechend sehr gering.

Die große Empfindlichkeit früherer Konstruktionen gegenüber Schwankungen der Lastansätze ist daher eine Konsequenz des Konzepts der damaligen Bemessungsvorschriften. Mit der 1972 eingeführten Neufassung der DIN 1045 wurde dieser Mangel nicht grundsätzlich abgeschafft. Durch das damals vorgeschriebene globale Beaufschlagen einer M-N-Schnittgrößenkombination mit einem Sicherheitsfaktor – auch wenn die Normalkraft günstig wirkt und die Einwirkungen M und N unabhängig voneinander sind – entstand bei unreflektierter Anwendung weiterhin derselbe Fehler. Erst die Einführung des Sicherheitskonzepts mit geteilten Sicherheitsfaktoren behebt diesen Mangel.

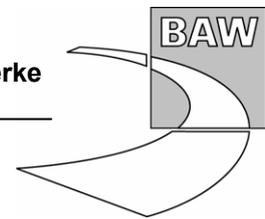
5 Instandsetzungskonzept

Die Instandsetzung muss bei laufendem Schleusenbetrieb erfolgen. Das von der BAW vorgelegte Konzept zur Sanierung der Kammerwand sah die Herstellung einer erdseitigen Verstärkung vor, die monolithisch an den Bestand angeschlossen und in Längsrichtung fugenlos hergestellt wird. Diese Verstärkung sollte einen Nachweis der Kammerwand nach dem geltenden Sicherheitskonzept ermöglichen. Da im Anschlussbereich zur Sohle dennoch Schwachstellen verbleiben, sollte die Wand auch bei Ausfall des Anschlusses zur Sohle standsicher sein. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit von Gründungspfählen, die im Grenzfall auch als Zugpfähle wirken. Diese wirken sich zusätzlich günstig auf das Setzungsverhalten aus und mindern die durch Setzungen hervorgerufenen Zwängungen im Bestandsbauwerk.

Baugrube

Zur Herstellung der Verstärkung muss eine Baugrube bis auf Höhe der Sohle geschaffen werden. Die Kammerwand verliert bei der Freilegung an Tragfähigkeit gegen Erddruck, da die günstige Wirkung der Überdrückung durch Erdauflast wegfällt. Die Baugrubenwand muss daher durch Rückverankerungen in sich standsicher hergestellt werden. Die Kammerwand kann sich bei Oberwasser über Steifen an die Baugrubenwand anlehnen. Dazu müssen jedoch Baugrubenumschließung und Steifenkonstruktion möglichst steif ausgebildet werden, um eine Überbeanspruchung der Kammerwand zu verhindern. Es wurde eine Bohrpfahlwand mit 1,2 m Durchmesser und 2 m Pfahlabstand gewählt. Der Steifenabstand beträgt in den oberen Lagen 4 m und in den unteren 2 m. Zur Erhöhung der Steifigkeit wurde in den oberen Lagen eine Gurtung aus Stahlbeton vorgesehen.

Wegen der sich laufend verändernden Verhältnisse (fortschreitender Aushub, Anspannen von Ankern) ist es notwendig die Steifenlagen, ggf. auch einzelne Steifen, individuell mit Kraft beaufschlagen zu können. Deshalb wurden alle Steifen mit Pressen ausgestattet, die sich im Normalzustand auf Stellringe absetzen. Zur baustellengerechten Kontrolle der eingetragenen Kräfte ist jede Steife mit einer Druckmessdose und optischer Anzeige ausgestattet.



Nachweis der Kammerwand im Bauzustand

Die Kammerwand durchläuft während des Baugrubenaushubs verschiedene Phasen in denen ihre Integrität nachgewiesen werden muss. Von einem Standsicherheitsnachweis im eigentlichen Sinne kann man nicht sprechen, denn die Standsicherheit ist in jedem Fall gewährleistet: Der Erddruck wird die Wand nicht in die Kammer drücken können, sobald eine in sich standsichere, rückverankerte Baugrubenwand errichtet ist. Der Wasserdruck kann die Wand nicht zur Landseite kippen, wenn Steifenlagen sie gegen die Baugrubenwand stützen. Es handelt sich daher eher um Gebrauchsfähigkeitsnachweise, mit denen das Auftreten schädlicher Risse ausgeschlossen werden muss. Ein Rissbegrenzungsnachweis im heutigen Sinne ist aber auf keinen Fall möglich, da die Bewehrung zur Rissverteilung viel zu schwach ist.

Als Kriterium wurde vereinbart, dass die mit Sicherheitskoeffizienten für die vorübergehende Bemessungssituation ermittelten Schnittgrößen durch die vorhandene Bewehrung aufgenommen werden können. Die Bewehrung wird dabei als ungeschädigt unterstellt.

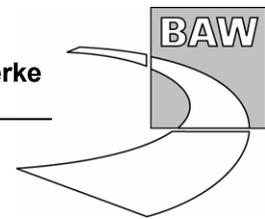
Biegebemessung

Bei der Durcharbeitung der verschiedenen Bauzustände zeigte sich, dass die Bemessung bei Unterwasser zunächst am kritischsten ist. Diese Situation entspannt sich mit fortschreitendem Aushub. Nach etwa 8 m Aushub wird der Lastfall Oberwasser maßgebend. Die Größe der Momente hängt entscheidend von den Steifigkeitseigenschaften des Bodens hinter der Bohrpfehlwand ab. Mit den im Bodengutachten der BAW genannten Bodenparametern und den durch das Programm PLAXIS ermittelten Bodenreaktionen ließen sich die zugelassenen Schnittkräfte in der Kammerwand mit den zunächst vorgesehenen vier Steifenlagen nicht einhalten.

Eine denkbare Lösung wäre gewesen, die Steifen künstlich mit einer zum jeweiligen Wasserdruck affin ansteigenden Last zu beaufschlagen. Damit wäre man weitgehend unabhängig von den Steifigkeitsverhältnissen im Boden geworden. Die Schnittkräfte hätten sich gezielt im zulässigen Bereich halten lassen. Allerdings hätten die Pressen während der Füll- und Entleerungsvorgänge auf dem Öl und nicht auf den Stellringen gestanden. Dieses und die notwendigen Steuerungsprogramme wurden für zu anfällig und nicht baustellengerecht angesehen.

Die Einführung einer fünften Steifenlage brachte hier Abhilfe, da die Vorbauabschnitte bis zum Erreichen der Sohle für den Einbau der nächsten Steifenlage kleiner werden. Allerdings musste auch hierbei eine Vorspannung der Steifen vorgesehen werden. Diese erfolgte aus Gründen der Praktikabilität – aber auch aus statischen – bei Unterwasser. Dazu werden zunächst alle Steifen entspannt. Dann wird jeweils nur die unterste Lage vorgespannt und danach alle übrigen kraftschlüssig angefahren. Wollte man auch die oberen Steifenlagen vorspannen, würde der Vorspannvorgang wegen der Interaktion der Lagen sehr komplex.

Die mögliche Vorspannkraft ist stark begrenzt, da die Momententragfähigkeit der Kammerwand wegen der wegfallenden Überdrückung durch Erdauflast geringer wird. Da die Querkrafttragfähigkeit der Längskanalwände kritisch wird, ist die Vorspannung der jeweils untersten Lage besonders geeignet; sie hilft maximal beim Abtrag der Querkraft und bringt das geringste Moment im Lastfall Unterwasser.



Der Pfad zwischen möglicher Steifenvorspannung bei Unterwasser und erforderlicher stützender Steifenkraft bei Oberwasser ist sehr eng. Bei linearelastischer Schnittgrößenermittlung war bei den vorgegebenen Bodenparametern die Einhaltung des gesetzten Kriteriums nicht möglich. Da das System um den Längskanal statisch unbestimmt ist, konnte durch Berücksichtigung der Nichtlinearitäten infolge Rissbildung eine Umlagerung erreicht werden, die einen Nachweis der Biegetragfähigkeit möglich machte. Dies allerdings erst dann, als auch das Anwachsen der Steifenkräfte infolge der durch Rissbildung weicher werdenden Betonkonstruktion berücksichtigt wurde.

Grundsätzlich war die Frage zu klären, wie nach dem neuen Sicherheitskonzept die Wirkung der Steifenkräfte einzuordnen ist. Handelt es sich um Widerstände, die reduziert werden müssen? Sind sie günstig wirkende Einwirkungen, die nur mit einfachem Wert angesetzt werden dürfen? Oder sind es Reaktionen federnder Lager, die anzusetzen sind, wie sie sich unter der γ -fachen Last des Wassers ergeben? Nur mit letzterer Definition gelang der Nachweis der Biegebewehrung.

Querkraftbemessung

Als kritischster Schnitt erweist sich das untere Ende des erdseitigen Stiels neben dem Längskanal. Schon vor Beginn der Ertüchtigungsarbeiten errechnet sich hier eine Schubspannung, die deutlich über den nach DIN 1045 Ausgabe 1972 zulässigen Werten liegt, wenn man die Ergebnisse der PLAXIS-Rechnungen zur Grundlage macht. In den Bauzuständen wird dieselbe Größenordnung erreicht, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen.

Nach der zur Bauzeit geltenden Vorschrift musste ein Nachweis der Schubbewehrung erst bei sehr viel höheren Schubspannungen geführt werden. Allerdings wurde in den konstruktiven Grundsätzen gefordert, dass jedes zur Momentendeckung nicht mehr erforderliche Eisen abgelenkt und in der Druckzone verankert wurde, so dass immer eine Schubbewehrung vorausgesetzt werden konnte.

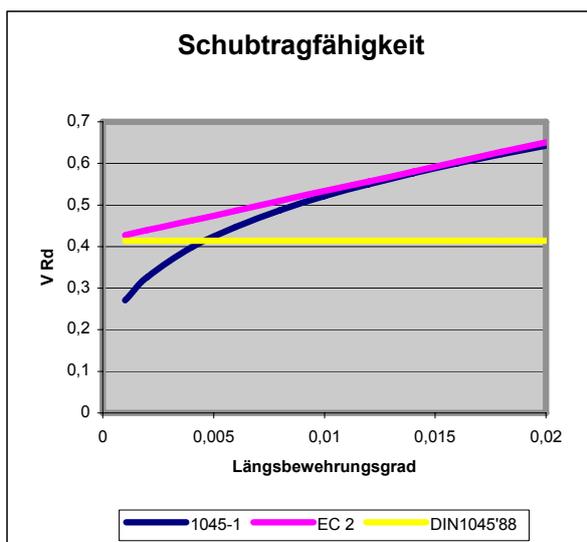
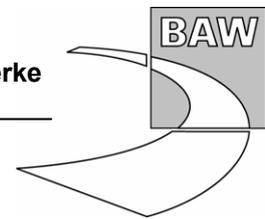


Bild 5: Vergleich der Schubtragfähigkeit

Die im Istzustand und in den Bauzuständen auftretenden Querkräfte liegen weit jenseits dessen, was gemäß heutiger DIN 1045-1 ohne Querkraftbewehrung aufnehmbar wäre. In der einschlägigen Formel geht nämlich die Längsbewehrung entscheidend ein. Für die hier vorliegenden extrem schwach bewehrten Querschnitte nähert sich dabei die Querkrafttragfähigkeit Null. Dies zeigt aber nur, dass diese halbempirische Formel für das anstehende Problem nicht passend, weil für andere Randbedingungen hergeleitet ist. Ein Vergleich der Querkrafttragfähigkeit nach verschiedenen Normen, die in Deutschland Geltung haben oder hatten, macht dies deutlich.



Bei ingenieurmäßiger Betrachtung ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Gefährdungssituation des derzeitigen Zustands im Vergleich zu kritischen Aushubzuständen eine grundlegend andere ist:

Die hohen Schubspannungen werden im Lastfall Unterwasser durch die Erddrücke hervorgerufen. Im fraglichen Bereich wurde die Schleuse gegen den Sandstein betoniert. Wenn der Sandstein infolge der Erdüberlagerung einen so großen Druck gegen die Schleusenwand aufbaut, dass die Wand nachgibt, treten im Sandstein Umlagerungen auf und ein Gleichgewichtszustand bleibt möglich. Bei der Bauausführung wird mit fortschreitendem Aushub zunehmend der Lastfall Oberwasser kritischer. Im Grenzfall bei völliger Freilegung der Wand muss sie allein dem Wasserdruck standhalten. Hier kann auf keinerlei Entlastung durch Umlagerung gehofft werden. Zudem zeigt ein Blick auf die Geometrie der Wand, dass die Lage eines möglichen Schubrisses unter Lastfall Wasserdruck viel ungünstiger ist als beim Lastfall Erddruck.

Während beim Lastfall Erddruck der Stiel eine direkte Lagerung findet, drückt das Wasser den Stiel ins Leere bzw. die Kraft muss in die Bodenplatte zurückgehängt werden. Als Rückverhängung steht nur die obere Bewehrung zur Verfügung, und zwar nur sehr unvollkommen, da sie in Form von schwimmenden geraden Eisen ohne Endhaken verlegt wurde. Da diese Situation in keiner Weise vertretbar ist, wird eine Rückhängung durch eingebohrte Eisen vorgesehen. Um diese einbringen zu können muss allerdings die Wand im kritischen Bereich weitgehend freigelegt werden. Das Arbeiten in dieser Situation wird nur im Zustand Unterwasser für vertretbar gehalten, was die Ausführung in kleinen Schritten in nächtlichen Sperrpausen zur Folge hat. Zusätzlich wird noch in halber Höhe des erdseitigen Stiels eine vorgespannte Hilfssteife eingeführt. Durch sie wird die Querkraftbeanspruchung unter die nach DIN 1045 (1988) zulässige Grenze gebracht.

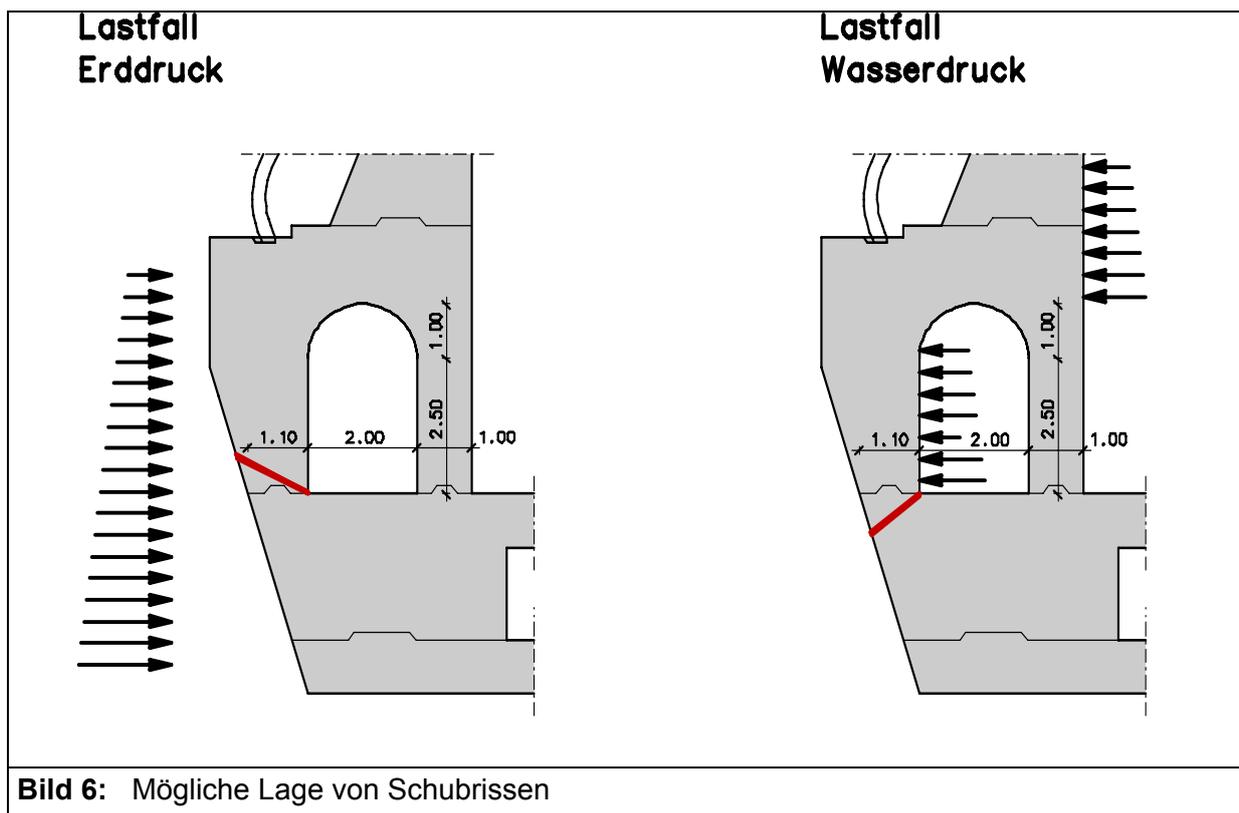
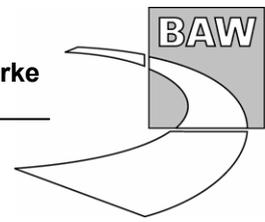


Bild 6: Mögliche Lage von Schubrissen



Verstärkungs-konstruktion

Die Geometrie der Verstärkungs-konstruktion ergab sich im wesentlichen nach konstruktiven Gesichtspunkten. Der angegliederte Drainagekanal bestimmte die Stärke im unteren Bereich, während im oberen Bereich eine Mindeststärke erforderlich war, um ein Durchschlagen der vorhandenen Fugen in die neue monolithische Konstruktion zu verhindern.