

Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 104 (2012)
Heft: 3

Artikel: Technische Grundlagen zur Erhöhung von Schüttdämmen
Autor: Brenner, R. Peter
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-941890>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 02.04.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Technische Grundlagen zur Erhöhung von Schüttdämmen

R. Peter Brenner

Zusammenfassung

Wasser gilt für den Menschen allgemein als die wichtigste Ressource. Die Erhöhung von bestehenden Dämmen bietet daher eine attraktive Möglichkeit die vorhandenen Wasservorkommen noch effizienter zu nutzen oder im Falle von Hochwasserschutz die Sicherheit gegen Überschwemmungen zu verbessern. Die meisten Dämme eignen sich für eine Erhöhung, wobei diese je nach den Bedürfnissen und Standortbedingungen im Bereich von wenigen Metern bis über 30 m liegen kann. Dieser Artikel beschränkt sich auf Schüttdämme ohne im Detail auf die dazu gehörenden Nebenbauwerke einzugehen. Die Grundlagen zu einer Erhöhung müssen aus dem Wissen über den Standort der Sperre, dem gegenwärtigen Zustand des Bauwerks und seinen Nebenanlagen, sowie aus einer Voraussage über das Verhalten des Dammes unter den durch die Erhöhung verursachten zusätzlichen Lasten erarbeitet werden.

Das weite Spektrum in der Konzipierung und Realisierung von Dammerhöhungen wird anhand von sechs Fallbeispielen aus verschiedenen Ländern illustriert. Nachdem die Notwendigkeit einer Erhöhung und ihre prinzipielle Machbarkeit als erwiesen gilt, wird mittels einer Optimierung aller relevanten Einflussfaktoren die bestmögliche Projektvariante bestimmt. Dann müssen für die sich daraus ergebenden Herausforderungen praktikable Lösungen gefunden werden mit Bezug sowohl auf die bestehende Anlage wie auch auf die durch die Erhöhung betroffene Umgebung. Als wichtige Herausforderungen haben sich bei den meisten Projekten folgende gezeigt: (1) Aufrechterhaltung des Staubeckenbetriebs während der Bauphase, (2) Verträglichkeit zwischen den bestehenden und den neuen Dammbaumaterialien, d.h. ähnliche Deformationseigenschaften, und (3) genügende Festigkeit und Stabilität des bestehenden Dammes um die infolge der Erhöhung zusätzlichen Lasten aufnehmen zu können.

dessen Umgebung, d.h. Hydrologie, Geologie, Naturrisiken, Seismizität, Biosphäre und Siedlungen. Die zweite Gruppe beinhaltet die Kenntnisse über die Sperrbauwerke (Damm und Nebenanlagen), d.h. das bisherige Verhalten, Messdaten, mögliche Sicherheitsdefizite, Eigenschaften der verwendeten Baumaterialien und Baugeschichte. Die dritte Gruppe befasst sich mit der Voraussage über das Verhalten der Sperre unter den zusätzlichen statischen, hydrodynamischen und seismischen Lasten. Dies kann teilweise durch Modellieren mit geeigneter Software erreicht werden, doch sollten auch die Erfahrungen aus Projekten mit ähnlichen Rahmenbedingungen einfließen.

Diese Grundlagengruppen bilden die Entscheidungsgrundlage für Fragen wie den maximal vertretbaren Beitrag der Erhöhung sowie die Geometrie und Zoneneinteilung des erhöhten Teils, aber auch ob das vorgesehene Konzept überhaupt machbar ist. Abzuklären bleiben dann noch der Betrieb während der Bauarbeiten, nämlich Stauspiegelhöhen, Hochwassersicherheit und die Minderung der durch die Bautätigkeit verursachten Immissionen.

Es gibt kein Standardrezept wie ein Damm erhöht werden soll. Idealerweise sollte das bestehende Sperrbauwerk konservativ bemessen sein und auf einer kompetenten Schicht (Fels oder konsolidiertes Lockergestein) gegründet sein. Die verwendeten Konzepte hängen ab von der Dammstruktur und deren Umgebung, dem Erhöhungsmass und den verwendeten Materialien. Wichtig sind vor allem ein guter Kontakt und Kompatibilität zwischen dem vorhandenen und dem neuen (erhöhten) Teil des Bauwerks, besonders im Bereich des Abdichtungselementes. Ein spezieller Fall besteht, wenn bereits bei der Projektierung der existierenden Sperre deren Erhöhung ins Auge gefasst und die Zoneneinteilung des Dammes entsprechend ausgelegt wurde.

Dies war zum Beispiel beim Golphayegan-Damm im Iran der Fall (Bilder 1

1. Einleitung

Die Erhöhung einer bestehenden Sperre ist generell eine attraktive Möglichkeit, die vorhandenen Wasservorkommen noch besser zu nutzen und den durch die Bevölkerungszunahme und die stets wachsende Wirtschaft erhöhten Bedarf an Wasser und Energie wenigstens teilweise decken zu können. Die Gründe, einen bestehenden Damm zu erhöhen sind vielseitig, wie zum Beispiel: (1) Kompensation des durch Verlandung verminderten Wasservolumens, (2) Vergrößerung des nutzbaren Wasservolumens um den erhöhten Energie- oder Bewässerungsbedarf zu befriedigen, oder die Wasserversorgung in den rasch wachsenden urbanen Gebieten zu sichern, (3) Verbesserung der Flexibilität in der Produktion von Spitzenenergie, und (4) Hochwassersicherheit, d.h. im Falle von ungenügendem Rückhaltevermögen des Staubeckens oder bei unangemessener Kapazität der Hochwasserentlastung

das höchste wahrscheinliche Hochwasser (PMF) aufnehmen, bzw. ableiten zu können.

Allgemein eignen sich die meisten Dämme zu einer Erhöhung, vor allem sind dies aber Erd- oder Steinschüttdämme mit Lehmkern-Innendichtung oder mit Beton/Asphalt-Oberflächendichtung, sowie Betongewichtsmauern. Im Falle Mauvoisin wurde auch eine Bogenmauer um 13.5 m erhöht. Dieser Artikel beschränkt sich ausschliesslich auf Schüttdämme ohne im Detail auf die dazu gehörenden Nebenbauwerke einzugehen welche von der Erhöhung ebenfalls betroffen werden und entsprechend angepasst oder allenfalls auch neu gebaut werden müssen.

Die Ermittlung der technischen Grundlagen zu einer Dammerhöhung erfordert gründliche und umfangreiche Vorstudien. Diese können in drei Gruppen eingeteilt werden. Die erste Gruppe umfasst das Wissen über den Sperrstandort und

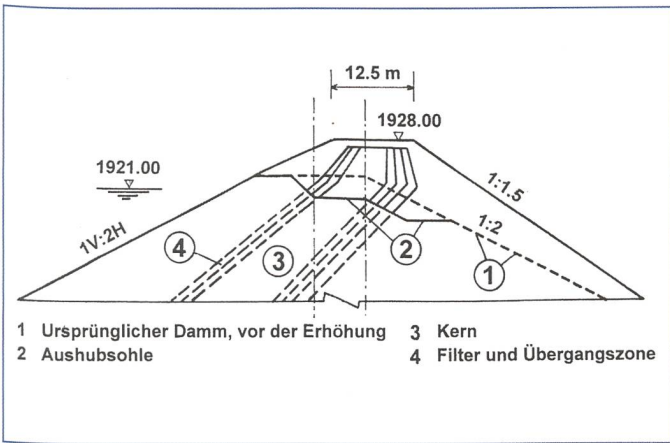


Bild 1. Querschnitt durch den oberen Teil des Golpayegan-Dammes, Iran.



Bild 2. Golpayegan: Ansicht des erhöhten Dammes.

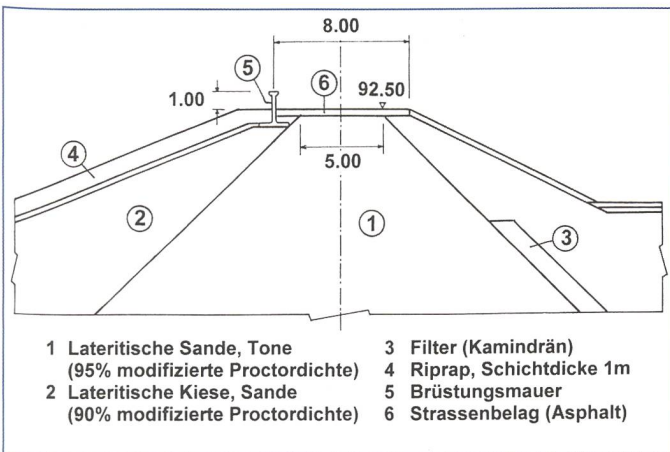


Bild 3. Oberer Teil des Kra-Sieo-Dammes, Thailand. Erhöhung mittels einer Brüstungsmauer.

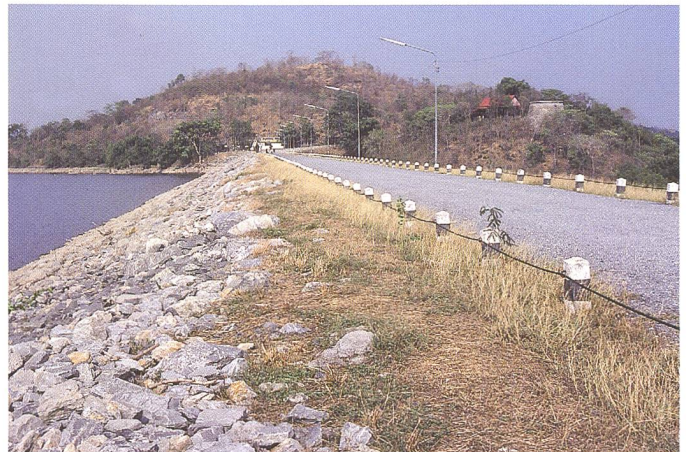


Bild 4. Kra-Sieo-Damm: Dammkrone am rechten Widerlager.

und 2). Dieser hat einen geneigten Kern und wurde zwischen 1948 und 1956 gebaut, allerdings mit sehr schwachen hydrologischen Grundlagen. Eigene Daten waren kaum vorhanden und man stützte sich auf amerikanische Verfahren welche für Gebiete mit ähnlichen klimatischen und topographischen Verhältnissen entwickelt worden waren. Als sich herausstellte, dass genügend Wasser vorhanden war, wurde der Damm 1970/71 problemlos um fünf Meter erhöht. Bei einem senkrechten zentralen Kern kann die Erhöhung zu recht unregelmässigen Formen der Dichtungszone führen, wie dies am Beispiel Göschenalp-Damm ersichtlich ist (Messerklinger et al., 2011)

2. Ausgewählte Beispiele von Schüttdammerhöhungen

Mit den nun folgenden Beispielen von Dammerhöhungen soll gezeigt werden wie unterschiedlich die technischen Grundlagen wie auch die gewählten Lösungen sein können. In jedem Beispiel wird zuerst die bestehende Stauanlage kurz beschrieben. Dann werden die Gründe die zur Erhöhung geführt haben erwähnt und anschliessend

die damit verbundenen wichtigsten Herausforderungen erläutert. Schliesslich werden die gewählten Lösungen oder Massnahmen präsentiert.

2.1 Kra Sieo Damm (Thailand)

Damm-Beschreibung:

Der 32,5 m hohe Kra-Sieo-Erdschüttdamm mit einer Kronenlänge von 4250 m befindet sich in der Provinz Suphanburi, ca. 150 km NW von Bangkok, Thailand (Bilder 3 und 4). Er ist auf Alluvionen von variabler Mächtigkeit (bis 40 m) gegründet und wurde zwischen 1969 und 1979 gebaut. Das Volumen des Staubeckens bei Normalstau beträgt $240 \times 10^6 \text{ m}^3$. Hauptzweck des Dammes sind die Bewässerung und der Hochwasserschutz.

Grund für Erhöhung:

Die Anlage hat ungenügende Kapazität um die maximal mögliche Flut (PMF) von etwa $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ abzuleiten und hat daher ein Sicherheitsproblem. Es bestehen aber Möglichkeiten mit baulichen Massnahmen je einen Teil dieser Flut an vier verschiedenen Stellen bewältigen zu können, nämlich

(1) am freien Hochwasserwehr (Bild 5), (2) am Flussauslauf mit damals nur $16 \text{ m}^3/\text{s}$ Kapazität, (3) bei einer natürlichen Geländemulde am linken Widerlager welche sich für einen Notüberlauf eignen würde, und (4) die Möglichkeit einen Teil der langen Dammkrone für ein Überströmen herzurichten. Es wurde deshalb entschieden eine oder zwei dieser möglichen Hochwasserbewältigungsstellen auszubauen um die notwendige Hochwassersicherheit zu erreichen. Eine Möglichkeit wäre natürlich auch gewesen einfach den Pegelstand im Reservoir zu senken, was aber mit einem relativ hohen Verlust an Wasservolumen verbunden gewesen wäre.

Herausforderung:

Es galt die optimale Kombination von Massnahmen an den vier möglichen Flutbewältigungsstellen zu finden. Dazu wurde eine sogenannte «Corrective Action Analysis (CAA)» als Hilfsmittel verwendet welche die verschiedenen Varianten untersucht und dann bezüglich Machbarkeit und Kosten bewertet (Babel et al., 2000). Zum Beispiel hätte man die Schluckfähigkeit der Hochwasserentlastung erhöhen

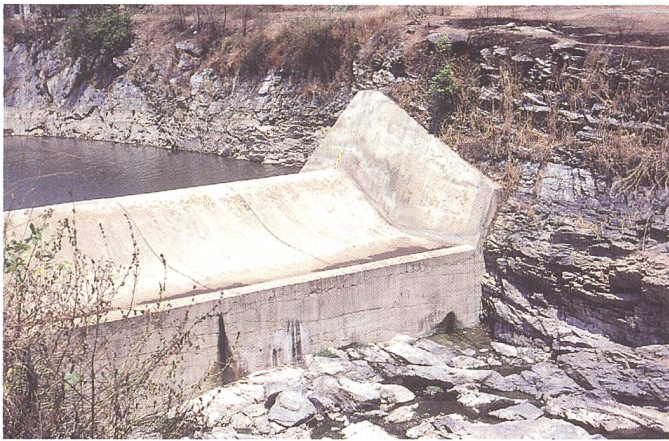


Bild 5. Kra-Sieo-Damm: Ursprüngliche Hochwasserentlastung.



Bild 6. Sylvenstein-Damm mit Speichersee. Die steile Wand am rechten Widerlager ist gut erkennbar.



Bild 7. Sylvenstein-Damm: (a) Ansicht Luftseite, (b) Baumplantungen im unteren Teil der luftseitigen Böschung.

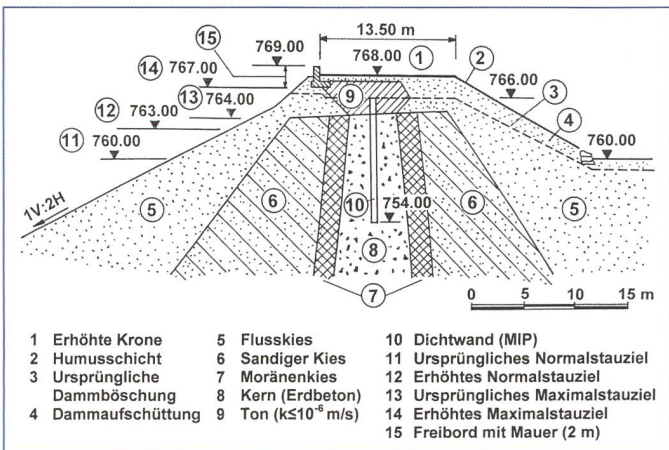


Bild 8. Sylvenstein-Damm: Querschnitt mit Erhöhungsmassnahmen (Wildner et al., 2002).

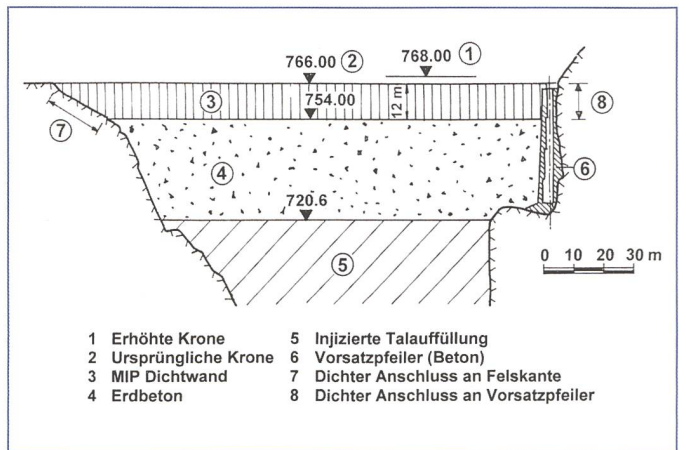


Bild 9. Sylvenstein-Damm: Längsschnitt mit MIP Wand (Wildner et al., 2002).

können, entweder durch Verlängerung der freien Überfallstrecke oder durch Senken der Überfallkote kombiniert mit der Installation von Schützen.

Gewählte Lösung:

Die endgültige Variante wurde gefunden indem man noch zusätzliche Kriterien berücksichtigte, wie Umwelteinflüsse während den Bauarbeiten und vor allem Kos-

ten. Die gewählte Alternative umfasste eine Verlängerung der Hochwasserentlastung von 22 m auf 60 m und eine Dammerhöhung welche durch eine 1 m hohe Brüstungsmauer verwirklicht wurde. Eine solche Mauer hat dieselbe Wirkung wie eine Dammerhöhung, hat aber den Vorteil dass der Bau einfacher und kostengünstiger ist und der Betrieb des Speichers nicht gestört wird.

2.2 Sylvenstein-Damm (Deutschland)

Damm-Beschreibung:

Der 44 m hohe Sylvenstein-Damm, mit einer Kronenlänge von 180 m, wurde 1954–1959 gebaut (Bilder 6 und 7). Er staut die Isar südlich von Bad Tölz zum Zweck des Hochwasserschutzes und zur Sicherung einer ausreichenden Wasserführung in

der Isar. Zusätzlich speist die Anlage zwei Kleinkraftwerke mit einer installierten Leistung von total 6.4 MW. Der Damm steht auf einer von der Isar aufgefüllten bis zu 100 m tiefen Erosionsrinne. Diese wurde beim Bau mit Ton/Zement und Wasserglassuspensionen injiziert. Gegenwärtig laufen Sanierungsmassnahmen. Dabei sollen eine Dichtwand durch den bestehenden Erdbetonkern und den Injektionsschirm, sowie ein verbessertes Monitoring System für Sickerwasser eingebaut werden.

Grund für Erhöhung:

Wegen veränderten hydrologischen Rahmenbedingungen wurde entschieden das höchste Stauziel um 3 m zu erhöhen (Wildner et al., 1999, 2002). Dies erforderte eine Erhöhung der Dammkrone um 2 m und eine entsprechende Anpassung der Innendichtung.

Herausforderungen:

- Wahl des Dichtungselementes und dessen Einbau.
- Rissfreier Anschluss des Dichtungselementes an den bestehenden Kern und an die Steiflanke am rechten Widerlager (Bilder 8 und 9).

Gewählte Lösungen:

- Ursprünglich war für die Erhöhung eine Vibrosolwand vorgeschlagen aber dann einigte man sich auf die Unternehmervariante welche eine «Mixed-in-Place (MIP)» Wand präsentierte. Dieses Verfahren eignet sich für Kiesböden, sowie für Sand und groben Schluff und ist zudem erschütterungsfrei. Damit wird auch die Wahr-

rscheinlichkeit von Rissbildung im bestehenden Kern minimiert. Das MIP-Verfahren arbeitet mit einem raupenkettengetriebenen Grossbohrgerät (Bild 10a) an welchem eine Dreifach-Bohrschnecke sitzt welche aus drei in einer Reihe angeordneten Bohrerschnecken besteht. Durch ein Rohr in der Mittelschnecke wird die Suspension, bestehend aus Zement, Bentonit, Wasser und Steinmehl, kontinuierlich zugegeben, sowohl bei Ab- wie auch Aufwärtsbewegungen. Durch mehrfache Überlappung der so entstandenen Erdbetonelemente kann ein längeres Wandelement geschaffen werden. Dann wird das Bohrgerät verschoben (siehe Bild 10b). Die durchschnittliche mögliche Tagesleistung im Bau dieser Dichtwand betrug 200 m².

- Für die Wandelemente wurden folgende Auflagen gemacht: Ähnlicher Deformationsmodul wie das umgebende Dammschüttmaterial um einen rissfreien Ausgleich unterschiedlicher Setzungen in der neu herzustellenden Innendichtung zu ermöglichen. Spezielle Aufmerksamkeit galt dem sehr steil aufsteigenden Vorsatzpfeiler. Die Einbindetiefe sollte 12 m betragen. Aus umfangreichen Versuchen wurden die folgenden Grenzwerte für die MIP-Wand ermittelt: Zur Gewährleistung einer ausreichenden Plastizität der erhärteten Wandelemente sollte die Druckfestigkeit geringer als 1.0 MPa sein. Der E-Modul der MIP-Wand sollte den Wert von 80 MPa nicht überschreiten, besonders im Anschlussbereich zur steilen Fels-

flanke. Zur Sicherung der Erosionsstabilität sollte die einachsige Druckfestigkeit, $q_{u,28 \text{ Tage}}$, mindestens 0.30 MPa betragen. Der Durchlässigkeitsbeiwert, k , sollte den Wert von 10^{-8} m/s nicht überschreiten. Die Wanddicke wurde auf 55 cm festgelegt.

2.3 Hengshan-Damm (China)

Damm-Beschreibung:

Dieser Damm befindet sich am Xianjian Fluss in der Provinz Zhejiang. Der ursprüngliche Damm ist ein Kiesschüttdamm mit einer Höhe von 48.6 m fundiert auf einer ca. 11 m dicken Kiesschicht. Darunter ist ein Verwitterungsprofil mit Tuff. Der Kern ist auf leicht verwitterten Tuff gegründet (Li und Li, 2009). Es handelt sich um eine Mehrzweckanlage für Bewässerung, Wasserversorgung, Energieerzeugung und Hochwasserschutz. Der Damm war 1966 fertig erstellt.

Grund für Erhöhung:

Erhöhung des verfügbaren Wasservolumens um dem Bedarf der zunehmenden Bevölkerung, der Industrie und der Landwirtschaft zu genügen.

Herausforderungen:

- Der Speicher muss während der ganzen Bauzeit voll betriebstüchtig bleiben.
- Befürchtung, dass der bestehende Tonkern den erhöhten Anforderungen an die Sickerwasserkontrolle nicht mehr genügen könnte und deshalb ein effizienteres Dichtungselement gefordert war.

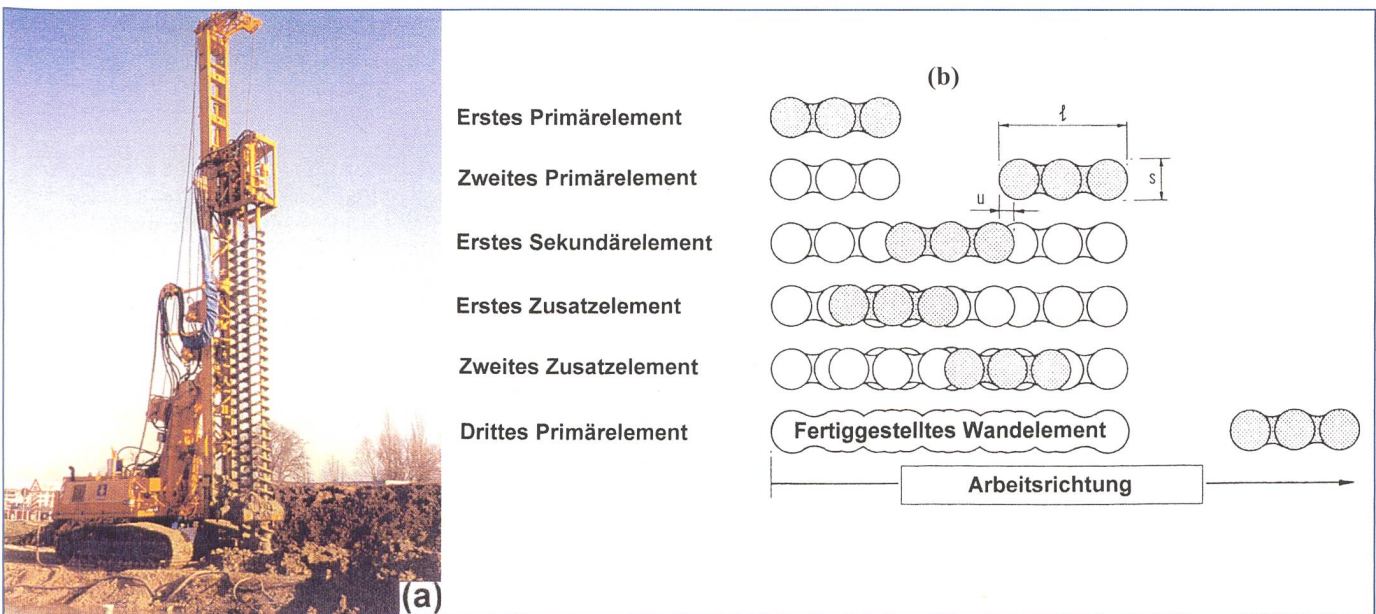


Bild 10. MIP-Verfahren: (a) Grossbohrgerät mit Dreifach-Bohrschnecke, (b) Bauvorgang mit überlappenden prismatischen Erdbetonelementen (Wildner et al., 2002).

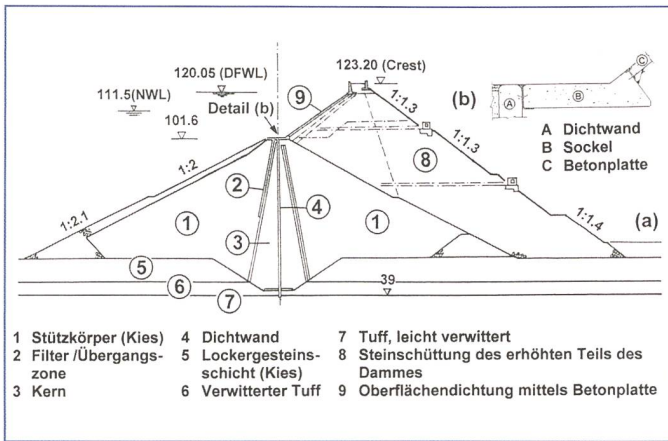


Bild 11. Hengshan-Damm, China: (a) Erhöhung durch Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung. Sockel sitzt auf der Krone eines Kiesschüttdammes mit schmalen Kern, (b) Verbindung Sockel mit Dichtwand (Li, Li, 2009).

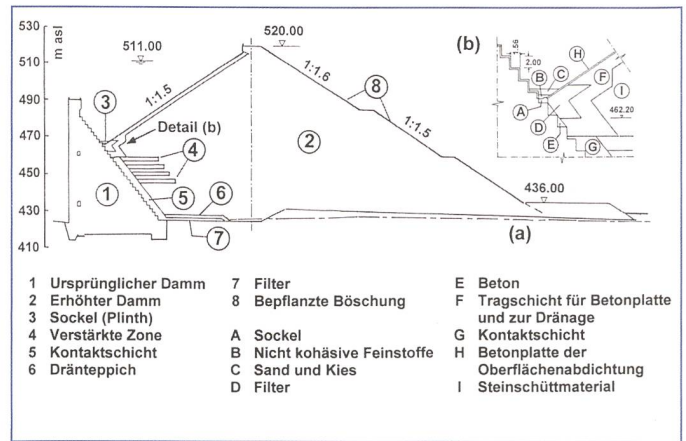


Bild 12. Yesa-Damm, Spanien: (a) Erhöhung durch Schüttdamm mit Betonoberflächendichtung mit Sockel auf Luftseite einer Betonschergewichtsmauer, (b) Details über Sockel und umgebende Materialzonen (Lafuente Dios et al., 2009).

- Der aufgesetzte neue Teil des Dammes sollte ähnliche Deformationseigenschaften besitzen wie der bestehende Teil um Differenzen in den Setzungen der alten und neuen Materialien zu vermeiden.

Gewählte Lösungen:

- Für die Erhöhung wurde ein Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung (CFRD) gewählt mit einem 4.4 m langen und 0.8 m dicken Sockel (Plinth) auf der Krone des bestehenden Dammes. Dies ergab eine totale Dammhöhe von 70.2 m (Bild 11). Die Betonplatten haben eine konstante Dicke von 30 cm und eine Breite von 12 m. Die Bauzeit dauerte von 1987 bis 1994.
- Die Sickerwasserkontrolle wurde radikal verbessert indem man durch den Kern eine starre Betonwand installierte. Das obere Ende der Wand wurde mit dem Sockel verbunden.
- Die bis 2008 dokumentierten Messungen (d.h. 14 Jahre nach dem Ende der Bauzeit) haben gezeigt, dass die Deformationen infolge des neuen Damnteils gering und differenzielle Setzungen ausgeblieben sind. Die Hochwasserentlastung wurde am alten Ort neu gebaut und der Grundablass konnte erhalten bleiben.

2.4 Yesa-Damm (Spanien)

Damm-Beschreibung:

Diese Anlage befindet sich in Nordspanien am Aragon-Fluss, ein Zufluss zum Ebro. Baubeginn war bereits 1928, doch zwischen 1933 und 1946 blieben die Arbeiten unterbrochen und der Damm wurde

erst 1959 fertig gestellt. Der ursprüngliche Damm ist eine Gewichtsmauer, 78 m hoch, und auf relativ schwachem Fels (Mergel, Flysch) gegründet. Oberwasser- und Unterwasserseite der Mauer sind vertikal, bzw. abgestuft mit durchschnittlicher Neigung von 1V:0.78H (Bilder 12 und 13). Die Hochwasserentlastung (3000 m³/s) befindet sich am linken Widerlager und besteht aus vier vertikalen Schachtüberfällen mit 6 m hohen Schützen. Die Anlage dient ausschliesslich der Bewässerung und der Wasserversorgung (Lafuente Dios et al., 2009).

Gründe für Erhöhung:

- In Anbetracht einer auf 110 000 ha vergrößerten Bewässerungsfläche wurde eine Dammerhöhung schon in den 1970er-Jahren in Betracht gezogen. Dazu kamen Änderungen im Ackerbau. Die traditionellen Getreidearten (Weizen und Gerste) werden vermehrt durch ertragsreichere Feldfrüchte (Gemüse, Mais, usw.) ersetzt, welche aber mehr Wasser benötigen.
- Verbesserte und zuverlässigere Wasserversorgung für die Stadt Zaragoza und deren Umgebung mit Wasser von guter Qualität.

Herausforderungen:

- Wahl zwischen neuem Damm oder einer Erhöhung des bestehenden Dammes und um wie viele Meter soll erhöht werden
- Welche Art von Damm soll für die Erhöhung gewählt werden?
- Schutz der Ortschaft Sangüesa unterhalb des Dammes vor Überschwemmungen
- Anpassung und Wiederverwendung

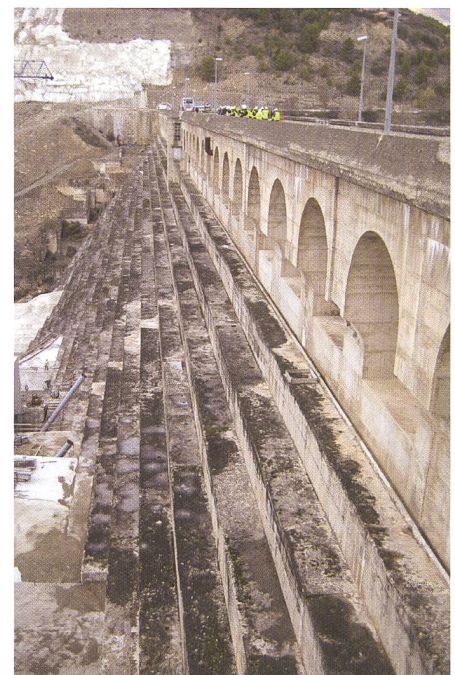


Bild 13. Yesa-Damm: Luftseite der bestehenden Schergewichtsmauer.

- der existierenden Hochwasserkontrollbauwerke welche sich in der Vergangenheit bewährt haben
- Störungsfreier Speicherbetrieb während der Bauzeit.

Gewählte Lösungen:

- Die Erhöhungsvariante wird bevorzugt da sie einen geringen Einfluss auf Umwelt und historisches Erbe hat. Auch wird keine Flussumleitung benötigt.
- Die bevorzugte Struktur für eine Erhöhung ist ein Kiesschüttdamm mit Betonoberflächendichtung. Der Sockel wird auf 2/3 der Höhe der bestehenden Mauer platziert. Eine Erhöhung mit Beton hätte eventuell eine Verbes-

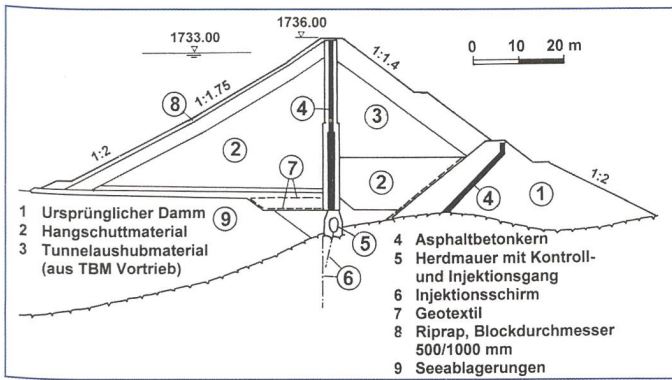


Bild 14. Rotgüldensee-Damm, Österreich: Erhöhter Damnteil auf der Oberwasserseite des bestehenden Dammes gebaut, mit Asphaltbetonkern (Neururer et al., 1991).



Bild 15. Fortuna-Damm, Panama: Damm mit Stausee.

serung der Fundamentalschicht erfordert.

- Das Erhöhungsmass ist auf 30 m limitiert wegen der Hochwassersicherheit von Sangüesa. Dies entspricht einer 2.41-fachen Zunahme des Speichervolumens.
- Die Hochwasserentlastung kann entsprechend angepasst werden. Neue Sektorschützen werden in zwei der vier erhöhten Schachtöffnungen installiert
- Der existierende Grundablass sollte während der gesamten Bauzeit funktionsstüchtig bleiben. An seiner Stelle konnten aber zwei Rohre welche ursprünglich für den Anschluss an ein Krafthaus konzipiert waren, benutzt werden (das Krafthaus wurde nie gebaut). Diese Rohre wurden durch den neuen Teil des Dammes verlängert. Am linken Hang mussten umfangreiche Stabilisierungsmassnahmen ergriffen werden um das Wasser im verlängerten Bewässerungskanal ins Bewässerungsgebiet leiten zu können.

Grund für Erhöhung:

Die Planung einer umfassenden Nutzung des regionalen Energieerzeugungspotenzials zeigte, dass der bestehende Damm ein klarer Favorit für eine Erhöhung war. Es zeigte sich aber, dass eine unterwasserseitige Erhöhung aus topographischen Gründen nicht machbar war. Die Felsschwelle am Ende des Sees tauchte steil ins Tal ab und hätte ein Stützbauwerk erfordert um die Stabilität des erhöhten Dammes zu gewährleisten.

Herausforderungen:

- Platzieren des erhöhten Teils des Dammes auf der Speicherseite
- Beurteilung ob sich der bestehende Damm als unterwasserseitiger Dammfuss eignet
- Materialbeschaffung: Die Eröffnung neuer Materialentnahmestellen war aus Landschaftsschutzgründen nicht erlaubt.
- Auswahl eines geeigneten Dichtungselementes für den erhöhten Damm
- Genügend Durchlässigkeit im oberwasserseitigen Stützkörper für den Fall der raschen Absenkung
- Bereitstellen des Baugrundes für den erhöhten Teil (Seesedimente) und Einbau von Dränagen damit der bestehende Damm das Wasser nicht staut.

Gewählte Lösungen:

- Das Reservoir wurde abgesenkt und der erhöhte Teil des Dammes auf eine Höhe von 45 m gebaut (zwischen 1988 und 1992). Dies ergab eine fünffache Vergrößerung des Speichervolumens. Das Absenken wurde durch den Bau eines tiefliegenden neuen Grundablasses ermöglicht.
- Untersuchungen am bestehenden Damm ergaben, dass nach dem Bau des neuen Teils keine grösseren Deformationen zu erwarten sind.

- Eingehende Untersuchungen an einem von einer Tunnelbohrmaschine anfallenden Aushubmaterial, sowie an Hangschutt und an Seesedimenten zeigten, dass diese Materialien für den Bau des Dammes als geeignet betrachtet werden können.
- Das Dichtungselement ist ein 0.5 bis 0.7 m dicker, senkrecht stehender Asphaltbetonkern. Am unteren Ende schliesst dieser sich an einen Inspektionsstollen an welcher auch zur Erstellung des Injektionsschirms und für Kontaktinjektionen benutzt wurde.
- Für den oberwasserseitigen Stützkörper wurde Hangschuttmaterial verarbeitet um eine Kornverteilung mit genügender Durchlässigkeit zu erhalten.
- Die Seesedimente wurden als sehr dicht befunden mit Deformationsmoduli zwischen 80 und 150 MPa. Der neue Teil wurde ausgiebig instrumentiert und es zeigte sich, dass die gemessenen Daten innerhalb der erwarteten Bereiche liegen.

2.5 Rotgüldensee-Damm (Österreich)

Damm-Beschreibung:

Der Rotgüldensee in den österreichischen Zentralalpen ist ein natürlicher, glazial geformter See welcher in den Mur-Fluss drainiert. Der See wurde seit 1922 zur Energieerzeugung genutzt. Um die Energieproduktion während den Wintermonaten zu erhöhen wurde später ein 18 m hoher Damm gebaut, mit Gehängeschutt- und Moränenmaterial unterwasserseitig und Steinbruchmaterial oberwasserseitig. Das Dichtungselement ist aus Asphaltbeton und ist gegen die Oberwasserseite geneigt weil man den Damm später unterwasserseitig zu erhöhen beabsichtigte (Bild 14) (Neururer et al., 1991, 1994).

2.6 Fortuna-Damm (Panama)

Damm-Beschreibung:

Diese Anlage liegt in der Provinz Chiriqui im Westen von Panama am Rio Chiriqui und dient ausschliesslich der Energieerzeugung. Bereits in der Planungsphase wurde ein zweistufiges Projekt konzipiert. Die Anlage umfasst einen 8 km langen Druckstollen und eine unterirdische Zentrale mit 3 x 100 MW Pelton-Turbinen. Die Bruttofallhöhe nach Ausbau der zweiten Stufe beträgt nun 808 m (Bilder 15, 16, 17 und 18).

Die 1. Stufe bestand aus einem Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung (CFRD) von 60 m Höhe und war 1982 fertig erstellt. Eine Erhöhung um weitere 40 m zur totalen Höhe von 100 m

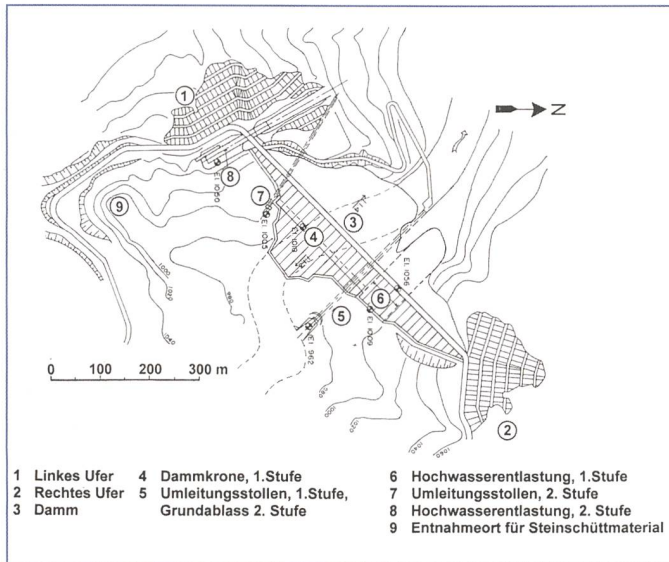


Bild 16. Fortuna-Damm: Situationsplan (Anderson et al., 1994).

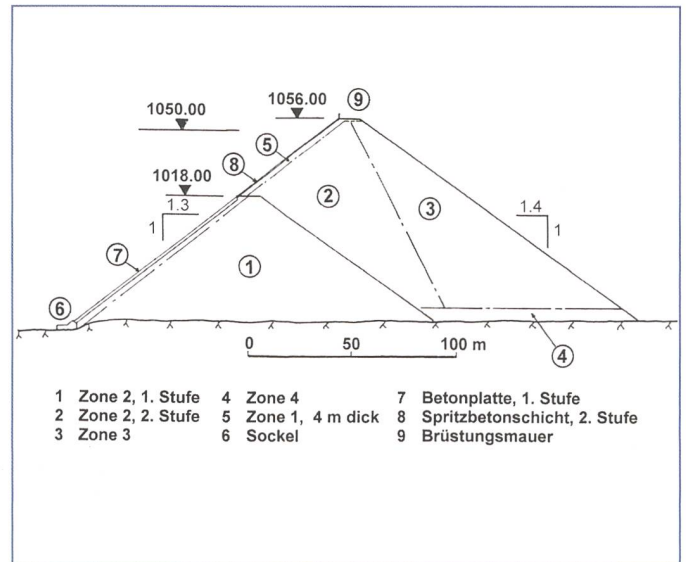


Bild 17. Fortuna-Damm: Maximalquerschnitt (Die Zonen unterscheiden sich bezüglich Schichtdicke und Verdichtungsenergie beim Einbau) (Anderson et al., 1994).



Bild 18. Fortuna-Damm: Erhöhter Teil mit Spritzbetonoberfläche.



Bild 19. Fortuna-Damm: Neue Hochwasserentlastung am linken Ufer.

wurde im Oktober 1993 vollendet. Dabei wurde der Stauspiegel um 41 m angehoben womit eine 12-fache Vergrößerung des Reservoirvolumens erzielt werden konnte. Die Erhöhung hatte auch einen wesentlichen Einfluss auf die Nebenanbawerke, denn man benötigte für den Speicherbetrieb während der Bauzeit: (a) eine neue Hochwasserentlastung (ohne Schützen) am linken Ufer (Bild 19), (b) einen Umleitungsstollen auf halber Höhe und (c) den Einbau eines Grundablass-Schiebers in den alten tieferen Umleitungsstollen.

Beim Bau des Dammes der ersten Stufe waren keine besonderen Schwierigkeiten zu bewältigen. Der Damm war ein Standard-Design mit 15 m breiten Betonplatten und dem Sockel auf Fels (Andesit von mittlerer bis sehr guter Qualität) gegründet. Der Damm füllte mehr oder weniger die Schlucht des Rio Chiriqui (Anderson et al. 1994).

Grund für Erhöhung:
Erhöhung der Energieproduktion, wie bereits vorausgeplant.

Herausforderungen:

- Auf der rechten Talseite kam der neue Teil des Dammes auf flaches Terrain zu liegen auf welchem sich eine teilweise tiefe Verwitterungsschicht gebildet hatte. Die rechte Talflanke verursachte grosse Schwierigkeiten in der Gründung des Sockels. Auf der linken Talseite war der Fels intakt und die neue Hochwasserentlastung konnte ohne Schwierigkeiten ausgehoben werden.
- Für den erhöhten Teil wurde anstelle von Betonplatten Spritzbeton vorgesehen. Mit diesem Verfahren konnte ein ca. zwei Monate früherer Einbau erzielt werden. Die bisher gemachten Erfahrungen mit Spritzbeton als was-

serdichte Abdeckung sind aber auf wenige Fälle beschränkt, z.B. Pindari-Damm in Australien (Andrew und Lehnan, 1992).

Gewählte Lösungen:

- Guter Fels wurde erst in etwa 10 m Tiefe gefunden. Entlang der Talflanke musste der Sockel auf Saprolit, Tuff, Brekzie oder Agglomerate gestellt werden. Ein Schlitz von variabler Breite und etwa 3–4 m Tiefe wurde ausgehoben und mit Beton verfüllt, der Sockel draufgestellt und verankert (Bild 20). An einigen Stellen musste die Sockellänge aus Stabilitätsgründen auf bis 12 m erweitert werden. Injektionen waren ebenfalls schwierig. Allgemein bekannte Kriterien waren nicht sehr hilfreich, da die Aufnahmefähigkeit trotz grosser Durchlässigkeit klein war.

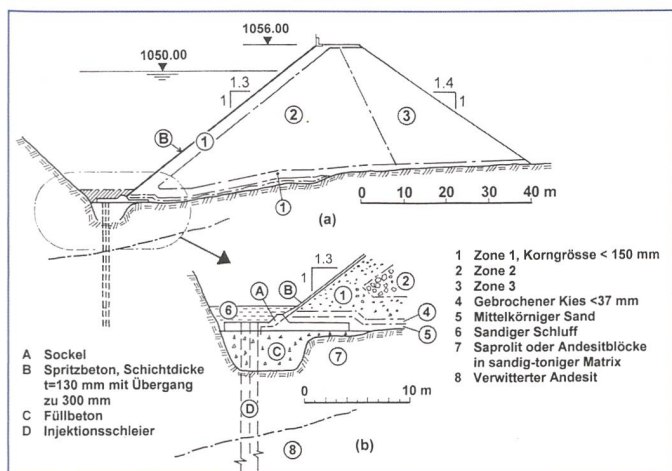


Bild 20. Fortuna-Damm: Massnahmen zur Bewältigung der Gründungsschwierigkeiten auf der rechten Talseite (Anderson et al., 1994).

- Der Spritzbeton wurde über die ganze Fläche von 31 000 m² angewendet und zwar aufwärts, von einer Plattform aus, welche an einem Kranarm befestigt war.

Die gleiche Plattenbreite von 15 m wie bei der 1. Stufe wurde verwendet. Die Schichtdicke war 130 mm einheitlich über die ganze Fläche und wurde mittels Plastikstäbchen kontrolliert. Nur in der Umgebung des Sockels wurde über eine zwei Meter breite Übergangszone die Schichtdicke auf 300 mm erhöht. Die Armierung der Spritzbetonschicht bestand aus einem Netz, 150 × 150 mm, 8 mm dicken Eisen (entspricht 0.26% Armierungsgehalt) mit 40 mm Spritzbetonüberdeckung und 70 mm Abstand von der Dammoberfläche. Vor dem Aufbringen des Spritzbetons wurde die Dammoberfläche gründlich bewässert.

Probleme entstanden bei Starkniederschlägen. Versuche die Oberfläche abzudecken waren unbefriedigend. So wurde das Spritzen einfach unterbrochen, im Wissen dass die Intensivphasen meistens von kurzer Dauer sind.

3. Schlussfolgerungen

Die sechs Fallbeispiele widerspiegeln das breite Spektrum in der Konzipierung und Realisierung von Dammerhöhungsprojekten. Jedes Projekt ist verschieden bezüglich Erhöhungsmass, sowie Art und Geometrie des aufgestockten Teils des Dammes. Das eigentliche Projekt sollte sich aus einer Optimierung aller relevanten Einflussfaktoren ergeben. Daraus werden dann die wichtigsten Herausforderungen erkennbar, die sich an das bestehende Bauwerk wie auch an die Umgebung richten.

Herausforderungen die in den meisten Projekten auftreten sind die folgenden:

- Der Betrieb des Staubeckens sollte während der Bauphase ungehindert

weitergeführt werden können, allenfalls mit kurzen Unterbrüchen. Bei geringem Erhöhungsmass, d.h. <6–8 m, beschränkt man sich oft auf einen Umbau im Kronenbereich. Dies kann aber mit einer zeitweiligen Stauspiegellabsenkung verbunden sein.

- Der bestehende Damm sowie sein Untergrund müssen imstande sein den durch die Erhöhung entstandenen zusätzlichen Lasten (statischer, hydrodynamischer und seismischer Art) zu widerstehen. Auch sollten möglichst vollständige Messdatenreihen vorhanden sein um das Verhalten des Dammes in der Vergangenheit analysieren zu können. Dämme mit einem strukturellen oder hydraulischen Sicherheitsdefizit sollten nicht erhöht werden.
- Die Kompatibilität zwischen den bestehenden und den neuen Materialien ist sehr wichtig. Bestehender und erhöhter Teil des Dammes müssen eine Einheit bilden. Um eine allfällige Entstehung offener Kontaktflächen, z.B. durch Gewölbewirkung, zu vermeiden sollten die Materialien ähnliche Verformungseigenschaften haben. Dies gilt vor allem im Kontaktbereich des neuen und des bestehenden Teils des Dichtungselementes.
- Grosse Aufmerksamkeit erfordert auch die Überwachung und Kontrolle der Sickerwasserströmung unter der erhöhten hydrodynamischen Beanspruchung, vor allem bei Vorhandensein von Dichtwänden oder Injektionsschirmen. Eine umfassende Instrumentierung ist deshalb notwendig.

Ferner ist zu beachten, dass bei grossen Erhöhungen Bedarf und Ausbeutung von Schüttmaterial sorgfältig und frühzeitig geplant werden müssen. Bei im Voraus geplanten zweistufigen Erhöhungen sollten sich die Baugrunduntersu-

chungen schon während der ersten Stufe auch auf das Gebiet der zweiten Stufe ausdehnen um Überraschungen in den Gründungsverhältnissen wie sie im Falle des Fortuna-Dammes aufgetreten sind zu vermeiden.

Literatur

- Anderson, C.-A., Fossgaard, R., Pinilla, R., Ramos, A., Serracin de Alvarez, B. (1994): Fortuna dam, Panama. Raising of a concrete face rockfill dam. Trans. 18th Int. Congress on Large Dams, Durban, Q.70-R.10, Vol. III, 103–126.
- Andrew, B.W., Lenehan, J.R. (1992): Pindari dam enlargement, ANCOLD Bulletin, No. 91.
- Babel, M.S., Brenner, R.P., Ponvilai, P., Sucharit S., Harnpattanapanich, T. (2000): Corrective action analysis for a storage dam with inadequate flood-handling capacity. Proc. 12th Congress of the APD-IAHR, Bangkok, Vol.2, 679–688.
- Lafuente Dios, R., Merino Arroyo, M., De Diego Calvo, P., Martinez Mazariegos, J.L. (2009): Heightening of Yesa dam. Trans. 23rd Int. Congress on Large Dams, Brasilia, Q.90-R.47, CD-ROM.
- Li, Neng-hui, Li, Hong-tao (2009): Hengshan clay core gravel-fill dam heightened using concrete face rockfill dam. Trans. 23rd Int. Congress on Large Dams, Brasilia, Q.90-R.26, CD-ROM.
- Messerklinger, S., Aemmer, M., Straubhaar, R. (2011): Heightening of the Göscheneralp earth-core rockfill dam. Hydropower & Dams, 18 (3), 43–48.
- Neururer, H., Rückl, J., Fögl, W. (1991): Raising the Rotgüldensee dam. Trans. 17th Int. Congress on Large Dams, Vienna, C.14, Vol. IV, 827–844.
- Neururer, H., Rückl, J., Fögl, W. (1994): The new Rotgüldensee dam. Design and behaviour. Trans. 18th Int. Congress on Large Dams, Durban, Q.70-R.24, Vol. III, 353–370.
- Wildner, H., Kleist, F., Strobl, Th. (1999): Das Mixed-in-Place Verfahren für permanente Dichtungswände im Wasserbau. Wasserwirtschaft, 89 (5).
- Wildner, H., Kleist, F., Strobl, Th. (2002): Raising a dam crest using the mixed-in-place method to upgrade the sealing element. Hydropower & Dams, 9 (2), cv f37–41.

Anschrift des Verfassers

R. Peter Brenner, Dr., Consulting Engineer
Rosenstrasse 8, CH-8570 Weinfelden
brenner.gde@sunrise.ch