

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 48 (1956)
Heft: 7-9

Artikel: Zur Wahl des Dammprofiles bei Staudämmen
Autor: Schaerer, C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-921508>

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: 17.05.2025

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

Zur Wahl des Dammprofiles bei Staudämmen

Ch. Schaerer, dipl. Ing., Zürich

Chef der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH

Einleitung

Staudämme als Erd- oder Steinschüttdämme gehören zu den ältesten Bauwerktypen, welche die Menschen zum Zwecke einer Nutzbarmachung der lebendigen Kraft des Wassers durch Erzeugung einer Speicherung erstellten.

Bis vor einigen Jahrzehnten handelte es sich dabei ausschliesslich um den Ausdruck einer Baukunst, d. h. um Zeugen intuitiv geschaffener Werke. Erst die Entwicklung der Wissenschaft, die den Zusammenhang zwischen Materialeigenschaft und Beanspruchung zu erfassen vermag, erlaubte es, bestimmte Grundprinzipien des Dammbaues festzulegen. Diese unter dem Namen *Bodenmechanik* entwickelte Wissenschaft bildet somit die eine unentbehrliche Grundlage des für die Projektierung und Ausführung verantwortlichen Ingenieurs.

Doch zeigte es sich in der Praxis, daß die Analyse der Bodeneigenschaften im Laboratorium und die mathematische Erfassung der hydraulischen und Stabilitätsprobleme allein nicht genügen. Die konstruktive Intuition, verbunden mit dem wissenschaftlich fundierten Einfühlungsvermögen, die es dem Ingenieur ermöglicht, die Synthese der verschiedenen Daten aus Feld- und Laboratoriumsuntersuchungen zu vollziehen, um daraus auf das mutmaßliche Verhalten des Baugrundes und der Dammbaumaterialien zu schließen — kurz, was wir unter dem Begriff *Erfahrung* zusammenfassen möchten —, bildet das zweite unentbehrliche Element zur Schaffung eines erfolgversprechenden Bauwerkes.

Der gewaltige Aufschwung, den diese Konstruktionsweise in den letzten Jahrzehnten erlebte, wurde erst durch die Entwicklung leistungsfähiger Erdabbau- und Transportgeräte ermöglicht. Erst dadurch konnte die Wirtschaftlichkeit der Methode sichergestellt werden.

Wir möchten nun kurz auf einige grundsätzliche Überlegungen, die beim Projektieren jedes Staudammes — ob klein oder groß, ob für Wasserversorgung, Bewässerung oder Energiespeicherung — anzustellen sind, eintreten. Die Zusammenarbeit zwischen projektierendem Ingenieur, Geologen und bodenmechanischem Laboratorium soll erläutert werden. Anhand von einigen Beispielen wird die gegenseitige Beeinflussung der zur Verfügung stehenden Materialien, der klimatischen und Untergrundverhältnisse, der Transport- und Einbautechnik sowie ihre Auswirkung auf die Profilgestaltung des Bauwerkes besprochen.

Unglücklicherweise erscheint die Konstruktion eines Erddammes dem Nicht-Spezialisten als eine einfache Sache — viel einfacher, als sie es in Wirklichkeit ist. Wir möchten deshalb betonen, daß für diese Bauart mindestens ebenso ausführliche Vorarbeiten notwendig sind wie beim Bau einer Beton-Talsperre. Wegen dem Ineinandergreifen der einzelnen örtlichen Faktoren ist es angezeigt, die Voruntersuchungen, welche die nötigen Projektunterlagen ergeben, möglichst frühzeitig vorzunehmen.

Da Erddämme dank ihres Anpassungsvermögens

auch auf nachgiebigem Baugrund erstellt werden können, sind ebenfalls in der Schweiz eine Anzahl topographisch günstige Sperrstellen in den Vordergrund getreten, wo vor 20 Jahren nur mit großem Kostenaufwand und Bedenken an den Bau einer Talsperre hätte gedacht werden können. Aber nicht nur an Stellen, wo der Felsuntergrund in größerer Tiefe unter Alluvial-Ablagerungen vorzufinden ist, sondern in jedem Gebiet, in welchem geeignete Dammbaumaterialien angetroffen werden, sollten heute beide Varianten: Beton- und Erddamm, untersucht werden und die Wahl erst nach Gegenüberstellung der Wirtschaftlichkeit beider Lösungen getroffen werden.

Da seit mehreren Jahren in allen Ländern die Ausführung der in Schichten eingebauten und verdichteten Staudämme (rolled embankment) gegenüber eingespülten Dämmen (hydraulik-fill-method) sehr stark überwiegt, werden wir uns im weiteren auf die Profilgestaltung geschütteter und verdichteter Erddämme beschränken.

Grundsätzliche Überlegungen

bei der Profilgestaltung geschütteter Staudämme

Jede Talsperre soll einerseits *standsicher*, andererseits *dicht* sein. Aus dieser doppelten Forderung ergeben sich für die besondere Bauweise geschütteter Erddämme eine Reihe von Bedingungen, deren Einhalten jeweils entsprechende bauliche Maßnahmen verlangt. Je nach geologischen Verhältnissen wird dabei öfters im Querprofil des Staudammes eine Gliederung in Zonen nach Materialeigenschaften getroffen. Feinkörnigen, lehmigen Bodenarten wird als Dichtungszone die Funktion der Abdichtung, nicht bindigen, grobblockigen Materialien als Stützkörper diejenige der Kraftübertragung auf die Fundation und Gewährleistung der Stabilität zugewiesen.

Folgende Gesichtspunkte können aufgeführt werden, die dann durch die Voruntersuchung abzuklären sind. Dabei sind geologische, bodenmechanische, hydrologische, hydraulische sowie ausführungstechnische Aspekte mitbestimmend und von Fall zu Fall werden eher der eine oder der andere maßgebend.

1. Die vom Dammkörper und Wasserdruck im Untergrund hervorgerufenen Beanspruchungen dürfen weder unzulässige Deformationen verursachen, noch örtlich zur Überschreitung der Scherfestigkeit führen. Diese Forderungen erstrecken sich selbstverständlich auch auf die seitlichen Anschlüsse an die Talflanken. Ein Staudamm kann grundsätzlich auf jedem Baugrund erstellt werden, vorausgesetzt, daß der Aufbau und die Eigenschaften des Untergrundes durch eine genügende Anzahl Sondieraufschlüsse abgeklärt worden sind.

Der Aushub setzungsempfindlicher Schichten kann zum Beispiel durch Einbau zusätzlicher Drainagen, die eine Beschleunigung der Konsolidation des Untergrundes unter der angebrachten Auflast bewirken, umgangen werden.

2. Die *Sperrstelle* muß *dicht* sein.

Durchlässige Bodenschichten oder Kanäle in den

Talflanken, die eine Verbindung zwischen Ober- und Unterwasserseite bilden, sind abzudichten. Mit Vorteil wird zur Beurteilung dieser speziellen Frage der Geologe beigezogen.

Sollten solche undichte Zonen festzustellen sein, stehen dem Konstrukteur verschiedene Verfahren zur Verfügung, um Wasserverluste oder Ausschwemmungen zu verhüten, wie zum Beispiel Injektionschleier, Herdmauer, Verlängerung der Kernzone bis an den dichten Untergrund oder auch Erstellen eines horizontalen dichten Teppichs zur Verlängerung des Sickerweges.

Besondere Aufmerksamkeit ist dem Kontakt der dichten Zone mit dem Fels zu schenken. Einerseits weil die Verdichtung an dieser Stelle nur mit leichteren Geräten möglich ist, andererseits weil der Wandeffekt einer Erhöhung der mittleren Durchlässigkeitsziffer von beinahe einer Zehnerpotenz gleichkommt und an den Kontaktzonen die Setzungsunterschiede sich am stärksten bemerkbar machen.

3. Die *Dammbaumaterialien* sind möglichst in ihrem natürlichen Vorkommen zu verwenden. Eine eigentliche Aufbereitung oder künstliche Behandlung soll nur ausnahmsweise, zum Beispiel für die Filterzone, notwendig sein. Eine Sortierung der größten Komponenten, zum Beispiel beim Kernmaterial oder das Baggern unter Wasser zur Eliminierung der Feinstbestandteile für das Stützkörpermaterial, genügt in den meisten Fällen. Der Konstrukteur hat sowohl das Quer- wie das Längenprofil derart zu gestalten, daß dies möglich ist.

Die Voruntersuchungen im Feld und im Laboratorium sollen nun die Homogenität der zur Verwendung im Dammkörper vorgesehenen Materialien sowie deren grundlegende bodenmechanischen Kennziffern, wie Wassergehalt, Verdichtbarkeit, Kornverteilung, Durchlässigkeit, Setzungsempfindlichkeit, Scherfestigkeit und die dabei in Erscheinung tretenden Porenwasserspannungen, petrographischer Aufbau, Beständigkeit gegen Verwitterung, Frostempfindlichkeit und Abbaumöglichkeiten, bestimmen.

Eine genügende Anzahl Aufschlüsse soll es ermöglichen, die anfallende Materialmenge zu berechnen. Die mittlere Transportdistanz und Höhendifferenz spielen dabei für wirtschaftliche Berechnungen eine wesentliche Rolle.

Wie die Erfahrung zeigt, werden von Vorteil die Zusammenarbeit von Ingenieur, Geologe und bodenmechanischem Laboratorium bereits im Stadium der Vorprojektierung und des Anordnens der Bohrkampagne in die Wege geleitet.

4. Der *wasserseitige Stützkörper* soll *standfest* sein, auch bei einer *raschen Absenkung* des Stauspiegels. Je nach Durchlässigkeit des verwendeten Materials und der Untergrundbeschaffenheit wird sich eine steilere oder flachere Böschungsneigung ergeben. Da bei diesem Vorgang ein allfälliger lokaler Rutsch noch zu keiner Katastrophe führen würde — weil der See ja dann leer ist —, kann der erforderliche, der Dimensionierung zugrunde gelegte Sicherheitsgrad gegen Abgleiten etwas niedriger als für die luftseitige Böschung eingesetzt werden. Letztere hat ja dem vollen Wasserdruck noch standzuhalten.

5. Die Hochwasserentlastungsorgane sind derart zu bemessen, daß ein *Überfluten des Dammes ausgeschlossen* ist. Er würde sonst zerstört.

Eine Überflutung während der Bauzeit hat ebenfalls bedeutend schwerwiegendere Folgen als bei einer Betonsperre. Es ist deshalb notwendig, den Umlaufstollen oder -kanal genügend groß zu dimensionieren. Die Abschätzung des größten Hochwassers soll auch mit der entsprechenden Vorsicht getroffen werden. Das Freibord, d. h. der Abstand zwischen maximalem Stauspiegel und Dammkrone, sollte 2 m oder mehr betragen.

6. Die *Sickerlinie*, d. h. der freie Spiegel des den Damm durchsickernden Wassers, soll ständig im Damminnern verlaufen. Diese Forderung ist namentlich für homogene Dammkörper (Abb. 1a) wesentlich, weil sonst eine durchnäßte Zone am luftseitigen Böschungsfuß entstehen kann mit entsprechender Abminderung der Scherfestigkeit.

Durch zweckmäßige Anordnung von Drainage- oder Filterschichten ist dieser Forderung auf relativ einfache Weise nachzukommen.

7. Die Kornabstufung der einzelnen Dammmaterialien soll derart sein, daß keine *Auswaschungen der feinen Bestandteile* von der einen Zone in die andere möglich ist, somit auch keine regressive Erosion eintreten kann. Sind verschiedene Grundwasserstockwerke im Untergrund erkannt worden, ist auf die Möglichkeit der Unterdrucksetzung des einen Spiegels durch die Dammauflast Rücksicht zu nehmen. In solchen Fällen ist zum Beispiel durch Erstellung von Filterbrunnen das Wasser zu entspannen.
8. Die *wasserseitige Oberfläche* ist gegen Angriffe der Wellen und eventuell des Eises zu *schützen*. Dies geschieht meistens durch eine grobblockige Schüttung von mindestens 0,60 m Mächtigkeit.
9. Die *Kenntnis der klimatischen und örtlichen meteorologischen Bedingungen*, wie Niederschlagshäufigkeit und Dauer, Temperatur- und Windverhältnisse,

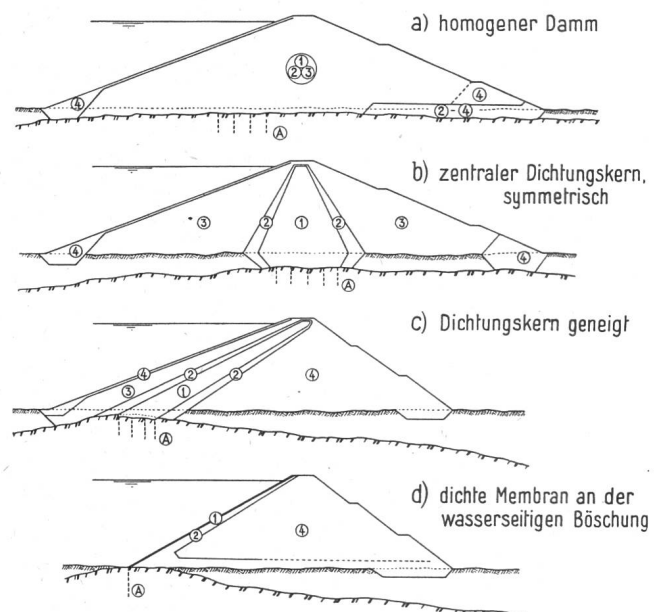


Abb. 1 Dammtypen; charakteristische Querprofile.

Legende: 1 = Dichte Kernzone 4 = Blockschüttung
2 = Übergangszone (Filter) A = Injektionen
3 = Stützkörpermaterial

Abb. 2
Erddamm Proz-Riond, Kraftwerk
Lienne.
Anschluß des Kernes an den
Fels: man beachte die Aufräuhung
der Felsoberfläche und die
Verdichtung mit den
Stampfgeräten.
(Photo E. Brügger)



Frosttage, Bewölkung, ist zur Bestimmung des Bauprogramms unerlässlich.

10. Der zur Verfügung stehende *Gerätepark*, die Bau-
termine sowie die lokalen *Arbeitsbedingungen* und
die ortsüblichen Bauverfahren sind zu berücksich-
tigen. Die Abmessungen und der Einbau eines Stuf-
enfilters wird zum Beispiel in Ländern, wo noch
genügend Arbeitskräfte zur Verfügung stehen und
die Mechanisierung der Baustellen noch nicht so
fortgeschritten ist, ganz anders sein als in hoch-
mechanisierten Ländern.

Bei der Beurteilung einer Sperrstelle sollten somit
einerseits die geologischen und hydrologischen Ver-
hältnisse besonders gründlich abgeklärt, und anderseits
die Eigenschaften, Abbaumöglichkeiten und Mengen
der in einem Umkreis von zirka 1,5 bis maximal 3 km
liegenden Materialvorkommen bestimmt werden.

Aus diesen Daten läßt sich dann die für die betref-
fenden Verhältnisse zweckmäßig erscheinende Lösung
für Dammtracé und Profil projektieren.

Jeder Erddamm ist ein spezifischer Einzelfall; dies
bezeugt die Mannigfaltigkeit der bereits ausgeführten
Bauwerke.

Profiltypen

In den Abb. 1a bis 1d sind vier charakteristische
Dammprofile dargestellt. Sie sollen schematisch die ver-
schiedensten Möglichkeiten der Profilgestaltung illustrie-
ren und sind weder limitierend noch erschöpfend auf-
zufassen. Sie unterscheiden sich in der grundsätz-
lichen Anordnung der dichten Zone.

Der *homogene Damm* (Abb. 1a) wird an den Stellen
in Frage kommen, wo keine differenzierten Material-
vorkommen vorliegen. Die Durchlässigkeit sollte zwi-
schen $1 \cdot 10^{-5}$ und $1 \cdot 10^{-6}$ cm/s liegen. Ist sie größer, sind
entsprechende Sickerverluste in Kauf zu nehmen; ist

sie kleiner, wird besonders in den klimatisch gemäßig-
ten Zonen der Einbau sehr erschwert, da alsdann das
Material witterungsempfindlich ist. Schon bei einer klei-
nen Erhöhung des Einbauwassergehaltes lassen sich
solche Materialien in der Regel nicht mehr verdichten.
Damit die Sickerlinie stets innerhalb des Profiles ver-
läuft, ist die Anordnung einer kontinuierlichen drain-
ierenden Zone am luftseitigen Dammfuß absolute Be-
dingung.

Das Maximalkorn ist von den verwendeten Verdich-
tungsgeräten abhängig und dürfte normalerweise 100
bis 120 mm betragen.

Das *Dammprofil mit zentral angeordneter dichter
Zone* (Abb. 1b) bildete in der Schweiz bisher die Regel.
Es wurde von der sogenannten englischen Bauweise
übernommen und sowohl im Bannalp- wie im Hühner-
matt- und Marmorradamm ausgeführt und neuer-
dings für den Göschenenaldamm vorgesehen. Es waren
dabei vorwiegend geologische Gründe, die zu dieser sym-
metrischen Anordnung führten. Sie weist den Vorteil
auf, daß die Deformationen aus Eigengewicht sym-
metrisch verlaufen und auch diejenigen unter dem ein-
seitigen Wasserdruck noch übersichtlich sind. Die
Mächtigkeit des Kernes ist u. a. durch die Durchlässig-
keit des Materials gegeben. Es werden mit natürlichem
Boden Sickergefälle von 1 : 1 bis 3 : 1 (also im letzten
Falle Dicke des Kernes = $\frac{1}{3}$ der entsprechenden Druck-
höhe) noch als zulässig erachtet, vorausgesetzt, daß das
natürliche Vorkommen genügend homogen ist.

Die Anordnung einer Übergangszone zwischen Kern
und Stützkörper (Material 2 in Abb. 1) ist unerlässlich.
Auf der Wasserseite hat diese die Aufgabe, bei Schwan-
kungen des Seespiegels ein Auswaschen des Kernes zu
verhindern. Auf der Luftseite soll diese Übergangs-
oder Filterzone Materialausschwemmungen verhüten
und das durchsickernde Wasser möglichst unbehindert

in die tiefen Fundamentsschichten ableiten. Ob ein Stufenfilter — d. h. eine Reihe von 2—3 in ihrer Kernabstufung aufeinander abgestimmten einzelnen Materialschichten (Abb. 3b) — oder ein sogenannter Mischfilter, der aus einem einzigen Gemisch feiner und gröberer Komponenten besteht, eingebaut werden soll, hängt von den Eigenschaften der Kern- und der Stützkörpermaterialien ab. Es sind diesbezüglich auf empirischem Wege verschiedene Filterkriterien aufgestellt worden, die jedoch von Fall zu Fall — bei großen Dämmen ohnehin — durch entsprechende Versuche zu überprüfen sind. Dabei entscheiden vor allem die hydraulische Beanspruchung des Kernes, dessen Durchlässigkeit und Homogenität, ob der Filter speziell zu untersuchen ist. Die Filterschichten werden normalerweise gleichzeitig mit der Kernzone eingebaut und verdichtet.

Bei Wasserhaltungen mit stark änderndem Wasserspiegel soll der Stützkörper auf der Wasserseite möglichst durchlässig sein, damit der Wasserspiegel im Dammkörper den Schwankungen des Seespiegels unmittelbar folgt und somit kein druckgespanntes Porenwasser mit entsprechender Verminderung der Scherfestigkeit entsteht. Als obere Grenze des Durchlässigkeitswertes k nach Darcy kann $5 \cdot 10^{-3}$ cm/s angegeben werden, für welchen sich der wasserseitige Stützkörper in den meisten Fällen ohne Rückstau entwässern kann.

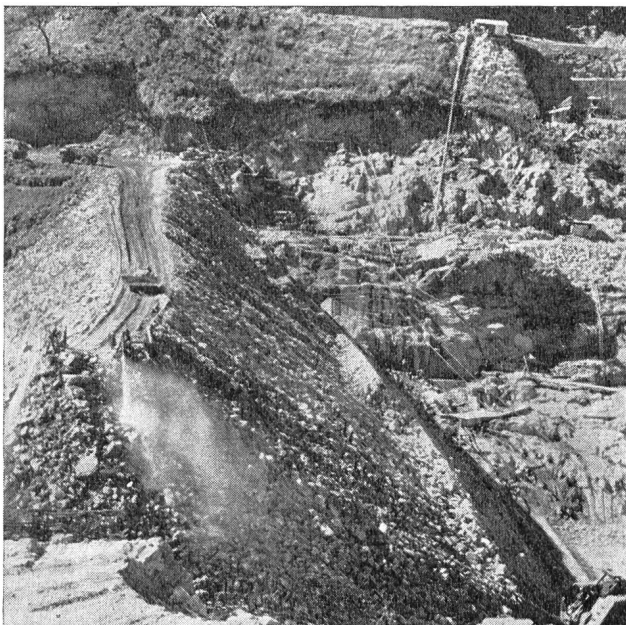
Die Böschungsneigung hängt von den Eigenschaften des Damm-Materials und denjenigen des Untergrundes ab. Wie zahlreiche Beispiele zeigen, sind mittlere wasserseitige Böschungen steiler als 1 : 2,5 bei diesen Querschnittstypen eine Ausnahme. Im Mittel schwankt

diese Böschungsneigung zwischen 1 : 2,7 bis 1 : 3,0. Sowohl bei Stützkörpermaterialien mit geringer Scherfestigkeit als auch bei schlechten Untergrundverhältnissen kann sie noch bedeutend flacher ausfallen. Maximal Korn und einzuhaltender Einbauwassergehalt der Kernzone hängen wiederum von den Verdichtungsgeräten ab. Für den Stützkörper sind, je nach Material- und Einbauart, Blöcke bis $\frac{3}{4}$ m³ und größer zulässig.

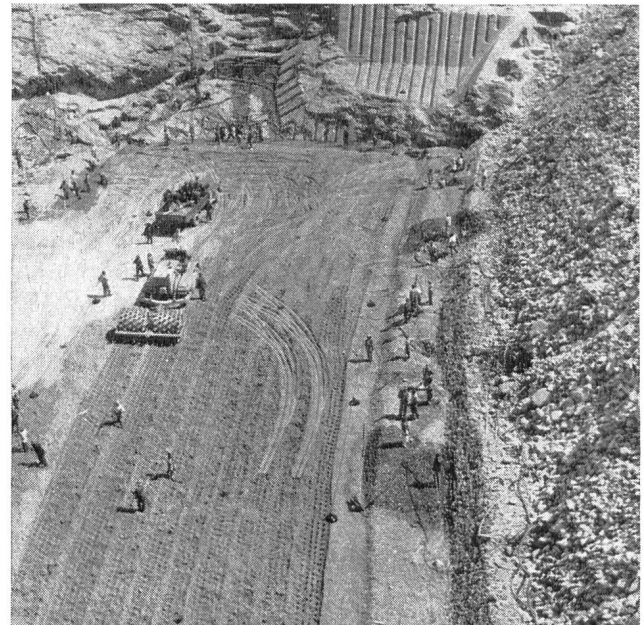
Die luftseitige Böschung darf eine etwas geringere Durchlässigkeit als die wasserseitige aufweisen. Dies bedingt jedoch, daß die Filterschicht auch in horizontaler Richtung in der Dammfundament weitergeführt wird.

Ein Vorteil sämtlicher in Zonen aufgeteilten Dammprofile besteht darin, daß auch bei schlechtem Wetter eine ständige Beschäftigung der Belegschaft sichergestellt ist, so daß abwechselungsweise Stützkörper oder Kernzone eingebaut werden können.

In arriden Gegenden oder unter tropischen Verhältnissen mit ausgesprochener Regenperiode hat sich der *Dammtypus mit geneigter Kernzone* (Abb. 1c) besonders gut entwickelt. Diese Anordnung setzt jedoch bestimmte Materialeigenschaften für die Kernzone voraus, insbesondere eine genügende Scherfestigkeit bei relativ kleiner Durchlässigkeit. Auch spielt das Deformationsvermögen, also die Plastizität, eine wichtige Rolle. Während der Regenzeit wird der Stützkörper heraufgezogen und die Ausführung des Kernes gemeinsam mit dem wasserseitigen Stützkörper auf die Schönewetterperiode verlegt. Es zeigte sich, daß es bei der Projektierung dieses Dammtypes zweckmäßig ist, das



a)



b)

Abb. 3 Erddamm Le Marinel (Belgisch-Kongo). Profil mit geneigtem Dichtungskern (Photo Ch. Schaerer).

- a) Luftseitiger Stützkörper als Blockschüttung in Lagen von etwa 25—30 m eingespült. Man erkennt auf der rechten Seite die zwischen natürlichem Böschungswinkel des Stützkörpers (etwa 1:1,31) und Unterfläche des Kernes (Neigung 1:1) von Hand aufgefüllte Partie. Im Hintergrund: Injektion der rechten Talseite im Kontakt des Kernes mit dem Fels.
- b) Einbau der Kernzone und des Stufenfilters (3 verschiedene Schichten) zwischen Kern und luftseitigem Stützkörper.

Profil mit dem natürlichen Böschungswinkel des Stützkörpermaterials sowohl an der luftseitigen Böschung zwischen den Bermen wie aber auch an der Unterseite des Kernes vorzusehen. Wie Abb. 3a zeigt, ist bei steilerer Anordnung dieser Böschung ein Nachfüllen des zwischen Kern und luftseitigem Stützkörper gelegenen Raumes erforderlich.

Abb. 1d zeigt einen *Dammtypus*, bei welchem die *Dichtungshaut ganz an der wasserseitigen Oberfläche liegt* und als Diaphragma aus Bitumenbeton oder Betonplatten ausgebildet ist. Diese Anordnung führt hinsichtlich Dammkubatur zu einem Minimum, vorausgesetzt, daß die Scherfestigkeit des Stützkörpermaterials eine entsprechende Steilheit zuläßt. Aus militärischen Gründen ist diese Disposition bis heute in der Schweiz für größere Dämme noch nicht gestattet. Im Zeitalter der thermonuclearen Waffen scheint es uns jedoch gerechtfertigt, bestimmte, früher durchaus begründete Sicherheitsmaßnahmen zu überprüfen.

Ausführungstechnisch liegt heute — wie Beispiele aus Deutschland zeigen — die größte Steilheit der Bitumenhaut bei 1 : 1,6.

Bei allen vier typischen Materialdispositionen ist der Dichtungsschleier mittels Injektionen von 15—25 m Tiefe, je nach Stauhöhe, vorzusehen, wobei die vom Sprengen beim Aushub gestörte Oberflächenzone bis maximal etwa 10 m Tiefe besonders sorgfältig zu behandeln ist. Die Ausführung solcher Dichtungsarbeiten im Fels von einem Injektionsstollen aus nach Erstellung des Dammes hat sich als sehr zweckmäßig erwiesen. Es ist dann möglich, den Kontakt Kern-Fels noch zu erfassen und dank der Dammauflast höhere Injektionsdrücke anzuwenden.

Eine laufende Überprüfung der Materialeigenschaften während der Ausführung sowie die Kontrolle über das Verhalten des Bauwerkes im Baustadium und nach der Fertigstellung ist unbedingt notwendig. Die Einrichtung eines zweckentsprechenden Feldlaboratoriums mit dem erforderlichen geschulten Fachpersonal ist von vornherein vorzusehen. Erprobte Meßapparaturen, welche die Verfolgung der Porenwasserspannungen, der Setzungen und in besonderen Fällen der Druckspannungen ermöglichen, sind bereits auf dem Markte erhältlich. Sie gestatten, die Voraussetzungen der Berechnungen zu kontrollieren und zeigen allfällige Abweichungen rechtzeitig an, so daß entsprechende Gegenmaßnahmen getroffen werden können.

Es liegt in der Natur der Sache, daß, selbst bei sorgfältig und zahlenmäßig hinreichend erscheinenden Voruntersuchungen, während der Ausführung eine stete Anpassung des Projektes an die tatsächlichen Verhältnisse nötig ist. Wir möchten dies anhand der für das Juliawerk Marmorera der Stadt Zürich beim Bau des Staudammes Castiletto diesbezüglich gemachten Erfahrungen illustrieren. In diesem Zusammenhang wäre auf die Wichtigkeit einer wohlüberdachten, rechtzeitig geplanten Führung der Zufahrtsstraßen hinzuweisen. Bei dem heute möglichen Arbeitsrhythmus ist eine Improvisation nicht mehr denkbar.

Vorprojekt und Ausführung des Staudammes Castiletto (Marmorera)

Auf Grund seismischer Untersuchungen, ergänzt durch eine Anzahl Sondierbohrungen konnte der Fels-

verlauf an der Sperrstelle nach Abb. 4a aufgezeichnet werden.

Die Eigenschaften des Bergrutschmaterials und der Alluvion im natürlichen Talbecken konnten auch ermittelt werden. Die vorkommenden Materialien, Bergrutschmaterial sowie eine im Talboden gelegene Grundmoräne für den Kern (Zone 1), Gehängeschutt für Filter (F) und Stützkörper (3), mit Blöcken durchsetzter Gehängeschutt für Zone 4 schienen den Anforderungen zu genügen. Es konnte somit das in Abb. 4 dargestellte Dammprojekt entworfen werden.

Die zentrale Anordnung des Kernes war mit Rücksicht auf dessen Verlängerung als Schleier im Bergrutsch gegeben. Mengenmäßig schien die Einhaltung einer Kernbreite mit Sickergefälle 1 : 1 (also beidseitiger Anzug des Kernes von 1 : 0,5) sichergestellt.

Aus dem Längsschnitt ist die geplante Verwendung eines Teiles des Bergrutsches als Kernmaterial ersichtlich. Dies war vornehmlich für die obere Zone vorgesehen, um die Möglichkeit, einen Teilstau noch während der Bauausführung vornehmen zu können, offen zu halten. Im Grundriß war der Damm geradlinig angeordnet, um vermeintlich die geringste Kubatur zu erhalten. Zur Ausführung der Bergrutschabdichtung war ein Stollen auf Kote «1612» projektiert.

Die Gegenüberstellung dieses Vorprojektes mit den Ausführungsplänen läßt die Wandlung erkennen. Im Grundriß wurde die Dammaxe im Bogen mit einem Radius von 600 m durchgeführt. Der Anschluß an den Fels auf der rechten Talseite konnte dadurch in einer gesunden Partie erfolgen. Stabilitätsgründe, wie auch ästhetische Gesichtspunkte, führten zu den Profilverbreiterungen im Kontakt mit dem Bergrutsch. Auch die Kernzone wurde an dieser Kontaktstelle um etwa 30% ihrer Breite im mittleren Profil verstärkt.

Zur Abdichtung des Bergrutsches (linke Talseite) wurden weitere zwei Stollen auf Koten «1638» und «1684» vorgetrieben. Sie gestatten auch, den Kontakt Bergrutsch-Fels zu behandeln. Ein System von Schächten verbindet die drei Stollen im Fels. Diese konnten zur Abdichtung der an dieser Stelle sehr klüftigen Felsen (Grünschiefer) benutzt werden.

Von einem Abbau des Bergrutschmaterials für dessen Verwendung im Kern wurde abgesehen. Einerseits war der natürliche Wassergehalt der oberen Schichten bedeutend über dem für den Einbau optimalen Wert. Andererseits zeigten nähere Untersuchungen, daß ein Abtragen des Bergrutsches seine Stabilität beeinträchtigen könnte. Da wegen den Bauinstallationen für die Gewinnung der weiteren Materialien ein Teilstau nicht in Frage kam, war auch dieses Moment nicht mehr von Bedeutung.

Um das Dichtungsdiaphragma unterhalb der Bekkensohle ausführen zu können, wurde ein weiterer Stollen (Entwässerungsstollen Kote «1573»), der vollständig im Fels unter dem Talweg liegt, ausgeführt.

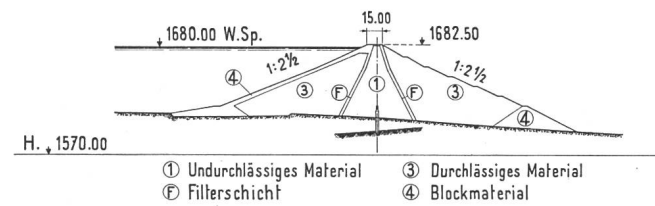
Im Querschnitt (Abb. 5a) ist die flachere Böschung sowohl wasser- wie luftseits zu erkennen. Diese ergab sich aus den Stabilitätsuntersuchungen unter Berücksichtigung der genau bestimmten Materialkennwerte.

Das Freibord wurde auf 4 m gegenüber 2,5 m im Vorprojekt erhöht.

Auffallend ist die Gestaltung der Kernzone. Zur Verminderung ihrer Stärke in der oberen Hälfte durch

Staudamm Castiletto

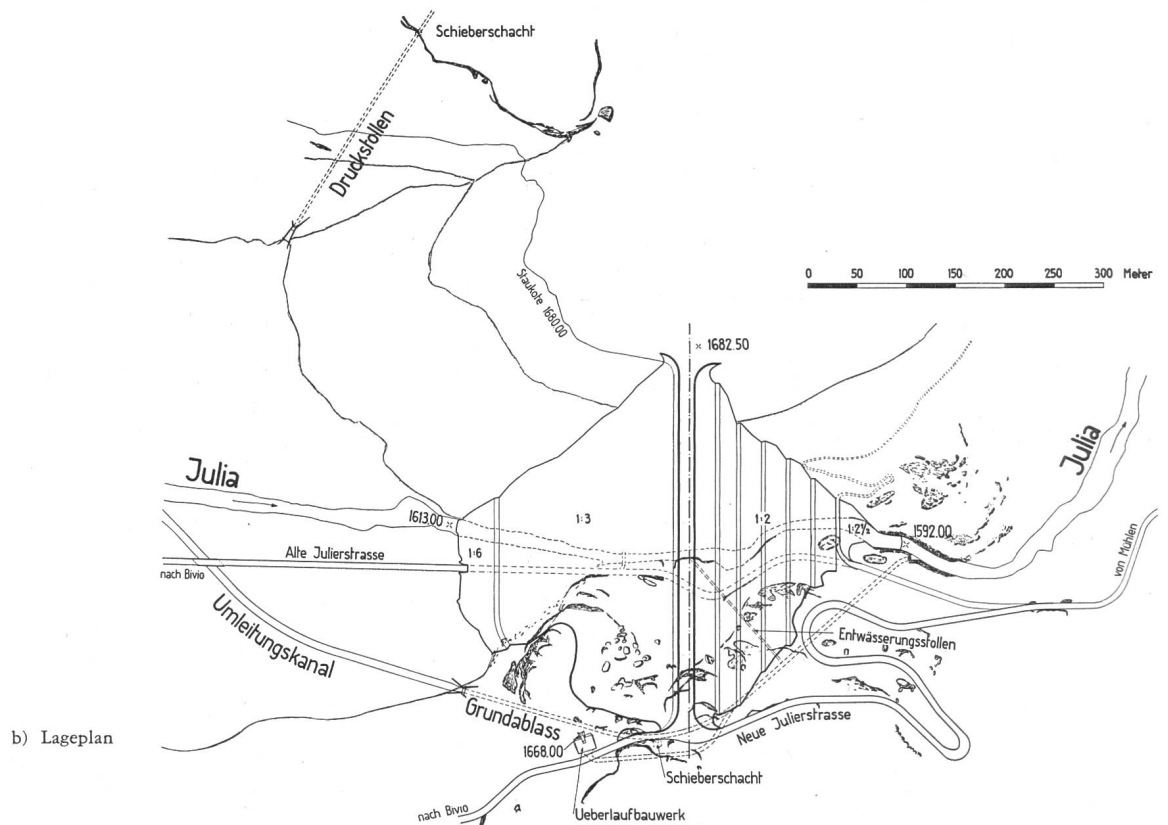
Querprofil



Längsprofil in der Dammaxe



a) Dammquerschnitt und Längsschnitt in der Dammaxe



b) Lageplan

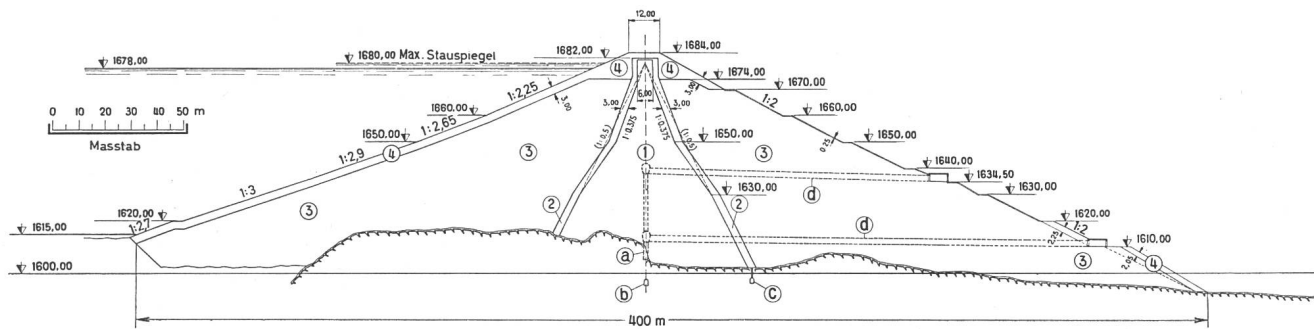
Abb. 4 Staudamm Castiletto, Vorprojekt 1949

Anordnung einer beidseitigen Neigung von 1:0,375 (statt 1:0,5 im unteren Teil) lagen folgende Überlegungen und Feststellungen zugrunde:

Eine genauere Prüfung der vorhandenen abbaufähigen Mengen Moränenmaterials in der erwünschten Qualität zeigte, daß gegenüber den ursprünglichen Schätzungen ein Manko von etwa 20% der Kernkubatur vorlag. Demgegenüber zeigten die laufenden Kontrollversuche, daß die eingebauten Materialien im Mittel noch besserer Qualität waren, als in Rechnung gesetzt. Es schien deshalb angezeigt, den gesamten Kern mit ein und dem-

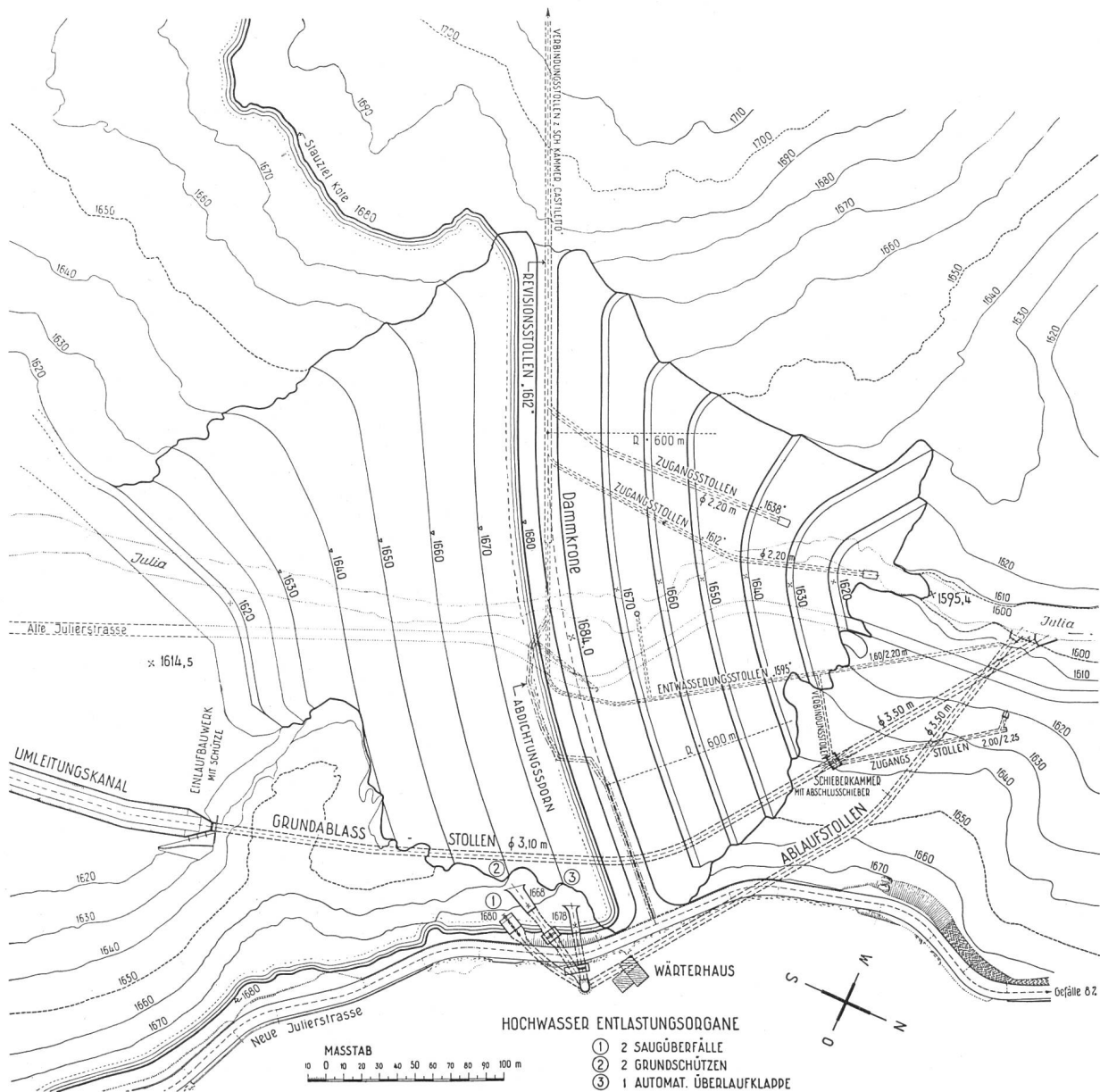
selben Material fertigzustellen und durch Einhalten der Qualität eine Reduktion der Stärke — somit eine Erhöhung des mittleren Sickergefälles — in Kauf zu nehmen.

Die an die Materialqualität der Stützkörper gestellten Anforderungen hinsichtlich ihrer Durchlässigkeit führten bekanntlich dazu, dieses vorerst in einen Waschteich anzuschütten und unter Wasser zu baggern. Die Verwendung des nicht behandelten Materials der Schutthalde — insbesondere der verschmutzten Schutthalde West — hätte zu wesentlich flacheren Dammböschun-



a) Dammprofil

- Legende:
- 1 = Undurchlässiges Moräne-Material (Kern)
 - 2 = Filter
 - 3 = Stützkörpermateriale (unter Wasser gebaggerter Gehängeschutt, Alluvialmaterial, Felsschutt)
 - 4 = Blockschüttung
 - a = Herdmauer aus Beton
 - b = Entwässerungsstollen 1,60 / 2,45 m
 - c = Drainagestollen
 - d = Revisionsstollen 2,10 / 2,05 m, nördliche Verlängerung, Gefälle 1 ‰



b) Lageplan

Abb. 5 Staudamm Castiletto, Ausführung 1951—1954

gen geführt, sofern es überhaupt unter den vorherrschenden klimatischen Verhältnissen noch hätte eingebracht und verdichtet werden können. Ein Versuch mit ungewaschenem Material in den unteren Dampartien hatte deutlich gezeigt, daß weder ein Befahren mit den Transportfahrzeugen noch ein Verdichten desselben bei regnerischem Wetter möglich war.

Zur Erhöhung der Plastizität des Kernmaterials in der Kontaktzone mit dem Fels wurde bis 4% (Gewichtsprozent) Bentonit dem auf maximal Korn 30 mm vorsortierten Kernmaterial in einem Zwangsmischer beigegeben.

Wir verweisen auf die verschiedenen Veröffentlichungen über den Staudamm Castiletto (siehe Literaturhinweis, 1 bis 4) für Einzelheiten der Ausführung und bodenmechanischen Kennwerte. Für allgemeine Darstellungen sei auf die am Schluß angeführten summarischen Literaturangaben hingewiesen.

Zusammenfassung und Ausblick

Die Entstehung einer wirtschaftlichen und technisch einwandfreien Dammkonstruktion wird immer mehr das Ergebnis eines team-works zwischen Ingenieur, Geologe und Bodenmechaniker sein. Damit diese Zusammenarbeit ersprießlich sein kann, hat jeder auf die Besonderheiten der Arbeitsweise des andern und

die Grenzen der Voraussage Rücksicht zu nehmen. Technisch ist es heute möglich, die konstruktiven Grundprinzipien wissenschaftlich zu fundieren und somit die Unsicherheitsfaktoren, die jedem Bauwerk anhaften, besser abzuschätzen als zuvor. Messungen und Beobachtungen über das Verhalten der eingebauten Materialien, weitere Entwicklung der Methoden zur genaueren Erfassung der komplexen mechanischen und physikalischen Vorgänge im Boden sind die Grundlagen einer noch möglichen Verbesserung der Dammbautechnik.

Literaturhinweis

- ¹ Meyer-Peter E. (Prof. Dr.) 1953. Soil Mechanics and Foundation Problems of the Marmorera Earth Dam (Switzerland). Proc. III int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3., p. 302—311.
- ² Zingg W. (dipl. Ing.) 1953. Der Staudamm Castiletto des Julia-werkes Marmorera, SBZ, Jahrg. 71, Nr. 33, 1953.
- ³ Gysel G. (dipl. Ing.) 1953. Expériences géotechniques acquises au cours de la construction des aménagements hydroélectriques du Löntsch, de l'Etzel, de Rapperswil-Auenstein et de Wildegg-Brugg. Proc. III int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 3, p. 277—287.
- ⁴ Bertschi H. (Obering.) 1950. Das Juliawerk Marmorera der Stadt Zürich. «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 1—2/1950.
- ⁵ Schnitter G. (Prof.) 1956. Staudämme. «Wasser- und Energie-wirtschaft» Nr. 2/1956 (Mitteilung VAW Nr. 36).
- ⁶ Mallet Ch. et Pacquant J. (ing. dipl.) 1951. Les Barrages en Terre, Ed. Eyrolles, Paris V.
- ⁷ Justin-Creager-Hinds (dipl. Eng.) 1947. Engineering for Dams, John Wiley & Sons, Inc. N. Y. (Vol. III).

Probleme der Hochwasserentlastungen

C. Schum, dipl. Ing., Bern, Adjunkt beim Eidg. Oberbauinspektorat

Die Einrichtungen zur Abführung der Hochwasser bilden einen wichtigen Bestandteil jeder Talsperrenanlage. Je größer das Einzugsgebiet, desto größer ist auch der kostenmäßige Anteil der Entlastungsanlagen im Verhältnis zu den Gesamtkosten der Sperre. In extremen Fällen kann sogar diese Anlage mitbestimmend für die Wahl der Sperrstelle sein.

Bei den Stauanlagen unserer Alpentäler stellt die Abführung der Hochwasser infolge der kleinen Einzugsgebiete und der günstigen geologischen Verhältnisse in der Regel keine besonders schwierigen Probleme. Je nach den örtlichen Verhältnissen, der Bauart und der Höhe der Stauanlage und der abzuführenden Wassermenge werden die Hochwasserentlastungsanlagen in Verbindung mit der Sperre selbst oder aber als abgetrenntes Bauwerk angeordnet. Es kommen hauptsächlich folgende Typen von Entlastungsanlagen in Frage:

- Freie Überfälle
- Automatische Überfallklappen
- Saugüberfälle
- Regulierbare Sektoren- oder Segmentschützen.

Der freie Überfall hat den Vorteil, immer funktionsbereit zu sein und keinen Unterhalt zu benötigen. Zwangsläufig dient er als Hochwasserschutz, indem die notwendige Überfallhöhe durch einen Überstau erzielt wird, der gleichzeitig als Hochwasserretention wirkt. Das Überfallbauwerk wird oft der Uferlinie entlang entwickelt. Ist dies nicht zweckmäßig, kommen auch in sich geschlossene, kreis- oder rosettenförmige Überfälle

mit zentralem Abfallschacht zur Ausführung. Automatische Überfallklappen sind so zu dimensionieren, daß auch bei Ausfall einer Öffnung das Abführvermögen der übrigen noch genügend groß ist. Sie müssen außerdem von Hand betätigt werden können. Saugüberfälle sind genügend zu unterteilen, damit beim Anspringen derselben nicht Schwallerscheinungen entstehen, die eine Gefahr für die Unterlieger bilden können.

Bei verhältnismäßig großen abzuführenden Wassermengen, z. B. 100 m³/sec und mehr, werden größere regulierbare Verschlüsse nicht mehr zu umgehen sein. Hier wird es dann Aufgabe eines genauen Wehrreglementes sein, dafür zu sorgen, daß im Unterwasser nicht unzulässige Hochwasserspitzen künstlich erzeugt werden können. Die Schützen dürfen nur schrittweise, in Funktion der zufließenden Wassermengen oder des steigenden Seestandes, geöffnet werden.

Grundsätzlich sollen auch die extremen Hochwasser durch die Entlastungsanlage abgeführt werden können ohne Inanspruchnahme der Grundablaßschützen. Bei hohen Talsperren, für welche mehrere Organe zur Entleerung des Staubeckens in verschiedener Höhe vorgesehen sind, können unter Umständen diejenigen, die über dem minimalen Seestand liegen, bei der Dimensionierung der Hochwasserentlastung mitberücksichtigt werden.

Je nach den örtlichen Verhältnissen, im besondern der Beschaffenheit des Untergrundes sowie den abzuführenden Wassermengen, müssen besondere Vorrichtungen für die Energievernichtung der abzuführenden