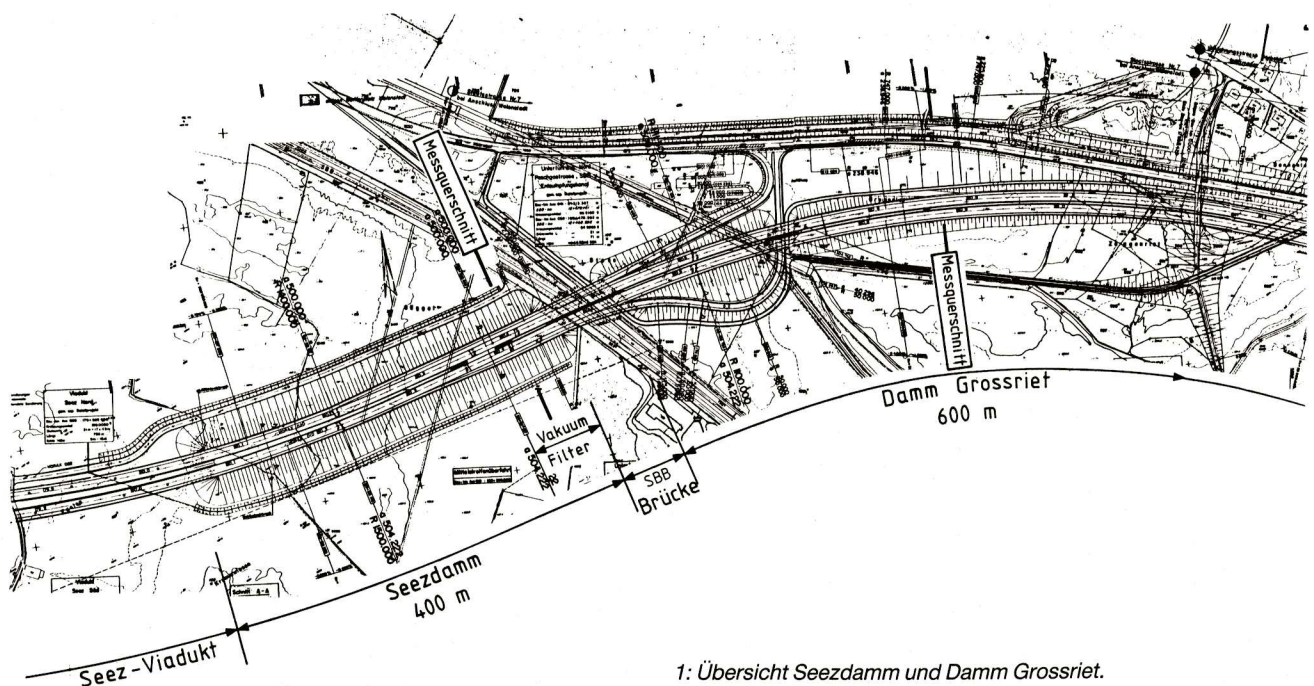


Geotechnische Probleme beim Seezdamm

U. Vollenweider, dipl. Bauingenieur ETH, Büro Dr. U. Vollenweider Beratende Ingenieure, Zürich, Rapperswil

Beim Seezdamm (Abbildung 1) handelt es sich um ein Bauwerk von 400 m Länge und 9 bis 12 m Dammhöhe, erstellt in den Jahren 1978 bis 1982 auf weichen bis zum Teil torfigen Ablagerungen der Seezebene. Die Querung der Seezebene in Dammlage ist primär eine Folge bestehender Verkehrsanlagen. Zirka 400 m östlich des Seezviaduktes quert die N3 mit einem Brückenbauwerk die SBB-Linie, die

Paschgastrasse und einen kleineren Entsumpfungskanal. Grundsätzlich wäre auch eine Verlängerung des Seezviaduktes bis über die SBB-Linie denkbar gewesen; jedoch fiel eine solche Lösung mit Rücksicht auf den Massenhaushalt der gesamten Strecke, ästhetische Kriterien und wirtschaftliche Überlegungen ausser Betracht.



1: Übersicht Seezdamm und Damm Grossriet.

Die Erstellung des Dammes brachte, als Folge der schlechten Baugrundverhältnisse, etwelche geotechnische Schwierigkeiten. Bei der grossen Dammbreite von gegen 100 m und der respektablen Schütthöhe von gegen 15 m musste mit grossen und langandauernden Setzungen gerechnet werden, was besonders bei den im Damm fundierten Brückenwiderlagern Seezviadukt Ost und SBB-Unterführung West Probleme brachte. Bei den gegebenen Verhältnissen erhielt aber auch die Behandlung der Dammstabilität erstrangige Bedeutung. So mussten bei der Schüttung des Dammkopfes Ost, mit Rücksicht auf den Betrieb und die Sicherheit der SBB-Linie, spezielle stabilitätsverbessernde Massnahmen ergriffen werden, während auf solche im restlichen Schüttbereich, unter bewusster Inkaufnahme eines erhöhten Risikos, verzichtet werden konnte. Über die Lösung der geotechnischen Aufgabe und die dabei gemachten Erfahrungen soll nachfolgend kurz berichtet werden.

Baugrund

Der Baugrund im Dammbereich besteht in der oberen Zone bis in eine Tiefe von 18 bis 20 m aus jungen Verlandungs- und Überschwemmungssedimenten. Es handelt sich dabei um eine rasch wechselnde Abfolge von stark sandigen Silten bis tonigen Silten mit meist sehr hohem Gehalt an organischem Material. Untergeordnet sind auch stark torfige Horizonte oder siltige Sande am Aufbau beteiligt. Diese jungen Ablagerungen werden bis in grosse Tiefe von nacheiszeitlichen Schottern, vorwiegend aber von sandigen Deltaablagerungen lockerer bis mässig kompakter Lagerungsdichte unterlagert.

Der Grundwasserspiegel liegt nur knapp unter OK Terrain und wird durch das Drainagesystem der Seezentwässerung künstlich reguliert.

Dammsetzungen

Sowohl für die Konzeption der im Damm fundierten Brückenwiderlager als auch für die Festlegung der Dammüberschüttung zur Kompensation der Setzungen waren Aussagen und Prognosen über das Setzungsverhalten des Dammes unerlässlich. Erste Setzungsprognosen wurden auf der Grundlage der Resultate von Laboruntersuchungen gemacht, und dabei Setzungen in der Grössenordnung von 200 bis 250 cm bei langfristigen Nachsetzungen von 15 bis 20% prognostiziert. Aufgrund empirischer Erfahrung und langjähriger Messungen kann das Zeit-Setzungs-Verhalten von Dämmen auf stark setzungsempfindlichem Baugrund näherungsweise aber auch mit nachfolgender Beziehung abgeschätzt werden:

$$s_t = h [\alpha + \beta \cdot \log(t)]$$

- s_t Setzung in cm in Funktion von Schütthöhe h und Zeit t
 α Setzungsbeiwert für Sofortsetzungen
 β Setzungsbeiwert für Nachsetzungen
 h Schütthöhe in cm
 t Zeit ab Beginn Nachsetzungen in Tagen

Aus der Auswertung der vorhandenen Unterlagen und Messungen (Abbildungen 2 und 5) konnten die Setzungsbeiwerte α und β bestimmt und für den Seezdammb folgende Beziehung gefunden werden:

$$s_t = h [0,12 + 0,03 \log(t)]$$

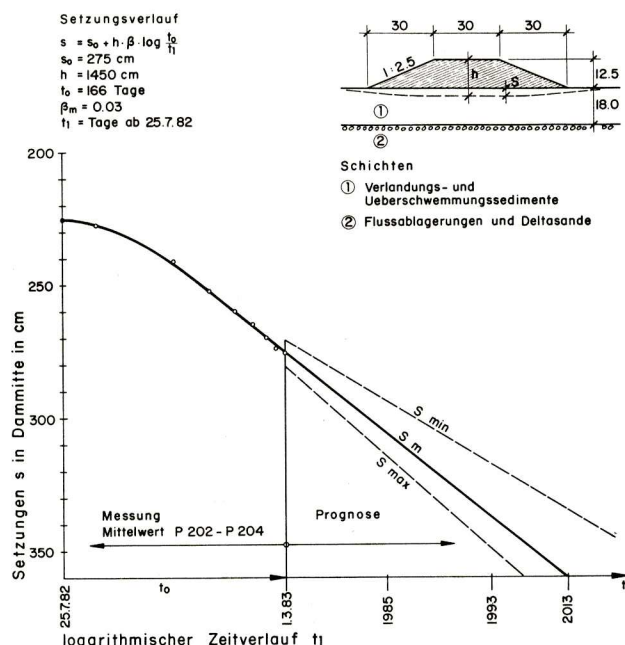
geschätzte Genauigkeit von s 10 bis 20%

Drei Monate nach Fertigstellung der Dammschüttung wurden im Bereich der beiden Dammenden (Widerlager) Set-

zungen von 280 bis 300 cm gemessen und für die nächsten dreissig Jahre noch Nachsetzungen in der Grössenordnung von 60 bis 90 cm prognostiziert (Abbildung 2). Auf dieser Grundlage ist nun das heikle Problem des Übergangs von starrem Brückenbauwerk zu flexiblen Dammbauwerk zu lösen. Mit einer konventionellen Schleppplatte allein dürfte dieses Problem sicher nicht zu bewältigen sein.

N 3 Walenstadt - Flums

SETZUNGEN SEEZDAMM KM 180.100



2: Setzungsprognose Seezdammb km 180.000.

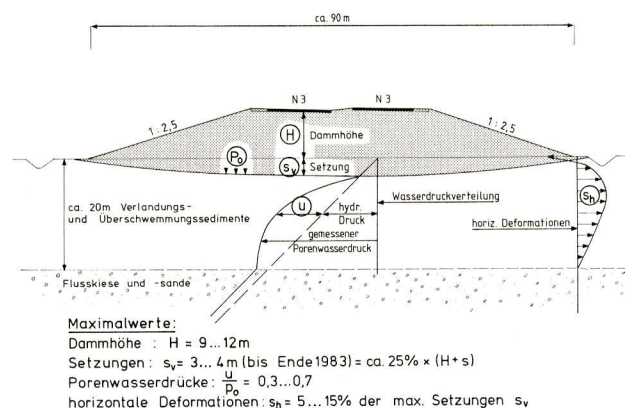
Maximalwerte:

Dammhöhe: $H = 9 \dots 12 \text{ m}$

Setzungen: $s_v = 3 \dots 4 \text{ m (bis Ende 1983)} = \text{ca. } 25\% \times (H + s)$

Porenwasserdrücke: $\frac{u}{p_0} = 0,3 \dots 0,7$

horizontale Deformationen: $s_h = 5 \dots 15\%$ der max. Setzungen s_v



3: Schematischer Querschnitt Seezdammb mit Deformations- und Porenwasserdruckmessungen.

Dammstabilität

Für die Dammstabilität sind vor allem zwei Einflüsse von ganz entscheidender Bedeutung: die Scherfestigkeit des Materials der Verlandungs- und Überschwemmungssedimente und die Grösse und Verteilung der durch die Dammschüttung induzierten Porenwasserdruckspannungen. Über die Scherfestigkeit der kritischen Schichten

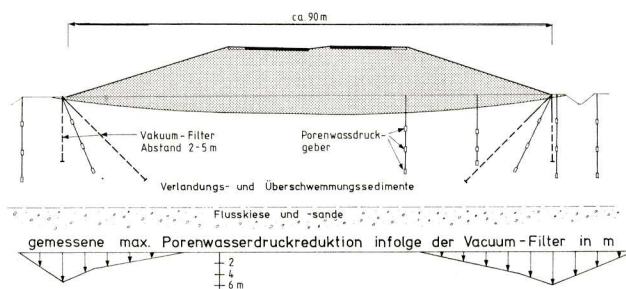
konnte über Laboruntersuchungen an repräsentativen Bodenproben ($\phi' = 22^\circ$ bis 28°) einiges in Erfahrung gebracht werden, hingegen war man bezüglich Porenwasserdruckspannungen doch mehrheitlich auf Intuition und Schätzungen angewiesen. Die Untersuchung der Dammstabilität wurde unter Variation nachfolgender Parameter durchgeführt:

Parameter	Variation
Dammhöhe h	7 ... 12 m
Böschungsneigung n	1:2 ... 1:3
Scherfestigkeit ϕ' der Verladungssedimente	22° ... 28°
Porenwasserdruck $\bar{B} = \frac{u}{p_o}$	0 ... 0,5
Porenwasserdruckverteilung	günstig bis ungünstig

Die restlichen Parameter wie Scherfestigkeit der Dammschüttung oder Raumgewicht des Materials wurden, da für das gestellte Problem von zweitrangiger Bedeutung, mit festen Werten in die Parameteranalyse eingeführt. Die Untersuchung zeigte, dass zwar für den Endzustand, nicht aber für den Bauzustand eine einigermaßen akzeptable Sicherheit nachgewiesen werden konnte. Wie auch immer die Annahmen und Randbedingungen gewählt wurden, musste für den Bauzustand ab einer Höhe von 5 bis 7 m mit kritischen Verhältnissen gerechnet werden. Für die Stabilitätssicherheit war vor allem der nicht im voraus in Erfahrung zu bringende Porenwasserdruck entscheidend, da je nach Kombination der übrigen Parameter nur gerade folgende minimale, rechnerische Sicherheit nachgewiesen werden konnte:

Porenwasserdruck ($\bar{B} = u/p_o$)	Stabilitätssicherheit (nach allg. Lamellenmethode)
$\bar{B} = 0$ (Endzustand)	$F = 1,1 \dots 1,4$
$\bar{B} = 0,2$ (Bauzustand)	$F = 1,0 \dots 1,3$
$\bar{B} = 0,5$ (Bauzustand)	$F = 0,7 \dots 1,0$

Mit Rücksicht auf die beschränkte Mächtigkeit, den grossen Anteil sandig-siltiger Partien und den auch sonst stark heterogenen Schichtaufbau in kritischer Baugrundtiefe wurde auf einen bescheidenen Porenwasserdruckanstieg gehofft. Da diese Hoffnung aber wissenschaftlich nicht zu belegen war, wurden als eigentliche Sicherheitsmassnahmen eine konsequente Dammüberwachung und eine starke Beschränkung der Schüttgeschwindigkeit auf weniger als durchschnittlich 30 bis 50 cm/Monat gefordert.



4: Messquerschnitt Seezdamms Ost im Bereich Vakuum-Filterbrunnen-Anlage.

Dammüberwachung

Wie die Stabilitätsuntersuchung zeigte, war eine Dammüberwachung absolut unerlässlich, wollte man nicht bereits vorbeugend spezielle bautechnische Sicherheitsmassnahmen

zur Verbesserung der Dammstabilität in Ausführung bringen. Eine konsequente Überwachung war besonders im Bereich der SBB-Linie beim Dammkopf Ost und im Bereich des zukünftigen Widerlagers des Seezviaduktes beim Dammkopf West erforderlich. Das Programm der Dammüberwachung (Abbildung 3) umfasste folgende Massnahmen:

- Überwachen der Dammsetzungen durch Messen von im Damm versetzten Setzungspegeln, Anzahl 21
- Überwachen der Baugrunddeformationen durch Messen von am Dammfuss versetzten Slope Indicators, Anzahl 5
- Überwachen der Porenwasserdruckverhältnisse durch Messen von im Baugrund versetzten Porenwasserdruckgebern, Anzahl 21
- Überwachung der Erdarbeiten durch visuelle Kontrollen und genaue Kontrollführung aller Schüttarbeiten.

Für die Dammüberwachung und die Beurteilung der Dammstabilität erwiesen sich, neben allen anderen Messungen und Beobachtungen, folgende Grössen als besonders wertvolle Indikatoren:

- der relative Porenwasserdruck $\bar{B} = \frac{u}{p_o}$
- Die Änderung des relativen Porenwasserdruckes $\Delta \bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta p_o}$
- Der Deformationsquotient $\bar{D} = \frac{s_{h \max}}{s_{v \max}}$
- Die Änderung des Deformationsquotienten $\Delta \bar{D} = \frac{\Delta s_{h \max}}{\Delta s_{v \max}}$

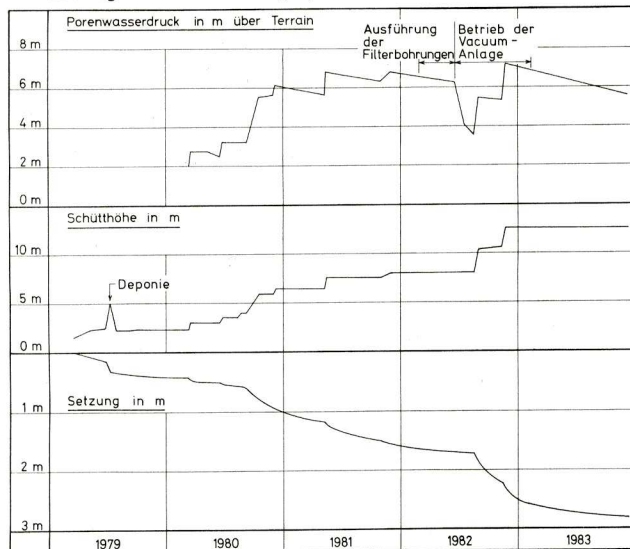
Während die Indikatoren $\bar{B}$ und $\bar{D}$ nützliche Hinweise über den aktuellen Stabilitätszustand des Damms vermitteln, vermögen die Indikatoren $\Delta \bar{B}$ und $\Delta \bar{D}$ bereits im voraus wertvolle Hinweise über eine sich abzeichnende Instabilität zu geben.

Bei der Dammschüttung Ost im Bereich der SBB-Unterführung wurden im Frühjahr 1982 bei einer Schütthöhe von etwa 7,5 m und einer Dammhöhe von rund 6 m folgende Beobachtungen gemacht:

- Der relative Porenwasserdruck in den massgebenden Gebern erreicht Werte von $\bar{B} = 0,3 \dots 0,5$.
- Die Änderungen des relativen Porenwasserdruckes zeigten mit steigender Tendenz bereits Werte von $\Delta \bar{B} = 0,6 \dots 0,9$.
- Der Deformationsquotient $\bar{D}$ zeigte mit $0,07 \dots 0,10$ vernünftige Werte; die Änderung des Quotienten $\Delta \bar{D}$ zeigte dagegen stark zunehmende Tendenz.

Die Messungen und die daraus abgeleiteten Stabilitätsindikatoren signalisierten zu diesem Zeitpunkt eine deutliche Warnung hinsichtlich des Zustandes der Dammstabilität. Als Konsequenz aus dieser Situation konnten nur zwei Wege in Betracht gezogen werden: die Schüttarbeiten sofort zu unterbrechen und dem Boden genügend Zeit zur Konsolidation zu geben, oder aber bautechnische Massnahmen zu ergreifen, um damit den Porenwasserüberdruck auf ein erträgliches Niveau reduzieren zu können. Da der natürliche Porenwasserdruckabbau mit höchstens 0,1 bis 0,2 m Druckniveau/Monat nur sehr langsam vor sich ging, fiel der erste Weg schon aus zeitlichen Erwägungen ausser Betracht (Abbildung 5). Dass die Situation nicht ganz unbedenklich sein konnte, signalisierte auch die eingetretene Teilinstabilität beim östlich folgenden Damm Grossriet (siehe auch Beitrag über die geotechnischen Probleme beim Damm Grossriet).

Zeitdiagramm der Setzungen, Schütthöhe und Porenwasserdrücke



5: Zeitlicher Verlauf von Setzung und Porenwasserdruck beim Seezdamm Ost.

Massnahmen zur Porenwasserdruckentspannung

Messungen und Stabilitätsüberlegungen zeigten, dass im Bereich der Dammschüttung Ost, soweit durch eine Instabilität Verkehrswege und Anlagen gefährdet sein konnten, Massnahmen zur Reduktion der Porenwasserdruckspannungen ergriffen werden mussten. Es wurden verschiedene technische Verfahren in Evaluation gezogen. Als zweckmässigste und wirtschaftlichste Lösung erwies sich die Installation einer Vakuum-Kleinfilter-Anlage (Wellpoint). Stirnseitig und beidseitig des Dammes wurden vom Dammfuss aus drei Scharen von Filtern versetzt: schräge Filter mit Neigung von 45° und 60° mit Längen von 25 m und vertikale Filter mit Längen von 12 m. Der Abstand der Filter betrug je nach Zone 2,0 bis 4,0 m. Die Länge der installierten Strecke betrug gesamthaft etwa 300 m, und total wurden etwa 200 Filter eingebaut. Die Anlage förderte 50 bis 100 l/min und blieb während acht Monaten bis zur Fertigstellung der restlichen Schütтарbeiten in Betrieb. Mit der Installation der Vakuumanlage wurden auch weitere Porenwasserdruckgeber installiert, um die Wirksamkeit der Anlage besser überprüfen und kontrollieren zu können.

Nach Inbetriebnahme der Anlage konnte erreicht werden, dass im Bereich des stabilitätsmässig besonders kritischen Dammfusses das Porenwasserdruckniveau um 2 bis 6 m reduziert und dass für die restlichen Schütтарbeiten der Druckanstieg stets unter Kontrolle gehalten werden konnte (Abbildungen 4 und 5). Eine Stabilitätsberechnung zeigte, dass mit dieser Massnahme die rechnerische Stabilitätssicherheit um rund 20% auf minimal $F = 1,2$ erhöht werden konnte, was mit Rücksicht auf die gesamten Verhältnisse als ausreichend betrachtet wurde.

Die angeordnete bautechnische Sicherheitsmassnahme blieb auf den Bereich des Seezdammes Ost beschränkt. Im Bereich West, das heisst beim zukünftigen Widerlager des Seezviaduktes, wurde zwar ähnliches ins Auge gefasst, aber nicht ausgeführt, weil in diesem Bereich das Gefahrenpotential kleiner, die Mächtigkeit des schlechten Baugrundes geringer, der Porenwasserdruck kleiner und der Porenwasserdruckabbau rascher war.

Erkenntnis und Erfahrung

Die beim Bau des Seezdammes aus geotechnischer Sicht gemachten Erfahrungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Baugrundverhalten

Die aufgrund von Laboruntersuchungen gemachten Setzungsprognosen waren zu optimistisch, und zwar sowohl bezüglich absolutem Setzungsmass als auch langfristigem Setzungsanteil. Die Setzungen wurden allgemein um 30 bis 50% unterschätzt.

Mit dem Auftreten von lastinduzierten Porenwasserdruckspannungen wurde zwar gerechnet, doch wurde nicht angenommen, dass dabei auch gleich Werte von 50 bis 70% des Schüttgewichtes auftreten werden.

Aus Rückrechnungen beim Seezdamm und Erfahrungen beim Damm Grossriet kann für den Scherfestigkeitsparameter ϕ' der Verlandungs- und Überschwemmungssedimente ein Mittelwert von 24 bis 26° als repräsentativ angenommen werden, was auch mit den Laboruntersuchungen in Übereinstimmung ist.

Bauwerküberwachung

Beim Seezdamm hat man bewusst Risiken in Kauf genommen, dieselben aber mit einem angemessenen Überwachungskonzept reduziert gehalten. Dem Sicherheitskonzept, versteckten Unsicherheiten mittels Überwachung und Messungen beizukommen, wurde nachgelebt.

Für die Überwachung der Dammsstabilität sind Messungen oder Indikatoren, die sofort eine Last-Zeit-abhängige Zustandsänderung anzeigen, wie $\Delta u/\Delta p_0$ oder $\Delta s_v/\Delta s_v$ (gleichbedeutend mit $\Delta s_v/\Delta p_0$), besonders wertvoll.

Bei Porenwasserdruckgebern ist allgemein mit einem erheblichen Mass an erkläraren und unerkläraren Messwertsteuerungen zu rechnen. Wenn auf diese Messungen in hohem Masse abgestellt werden muss, so sollten solche Geber auch in ausreichender Zahl versetzt nach Möglichkeit durch ein zweites System kontrolliert werden können.

Bautechnische Sicherheitsmassnahmen

Trotz dem schlechten Baugrund konnte der Seezdamm mit Ausnahme Bereich SBB-Linie ohne spezielle bautechnische Sicherheitsmassnahmen erstellt werden. Allerdings musste die Schüttgeschwindigkeit mit Rücksicht auf die Dammsstabilität auf im Mittel unter 0,3 bis 0,5 m/Mt. eingeschränkt werden.

Am Ostende des Seezdammes mussten mit Rücksicht auf Betrieb und Sicherheit der SBB-Linie spezielle Massnahmen zur Erhöhung der Dammsstabilität ergriffen werden. Als zweckmässiger Weg erwies sich eine Erhöhung der Scherfestigkeit des Baugrundes durch Reduktion der lastinduzierten Porenwasserdruckspannungen.

Die ausgeführte Lösung mit Vakuum-Kleinfilterbrunnen (Wellpoint) von 12 bis 25 m Länge hat sich bewährt. Damit konnte das Porenwasserdruckniveau im kritischen Bereich um 2 bis 6 m reduziert und die rechnerische Stabilitätssicherheit um etwa 20% erhöht werden.

Das auf Abwarten eingestellte pragmatische Vorgehen bei der Dammerstellung hat sich bewährt. Hätte man gleich mit Beginn der Schütтарbeiten eine stabilitätsmässig sicherere Lösung mit $\bar{B} = 0,5$ und $F \geq 1,4$ angestrebt, so wären die erforderlichen Massnahmen zur Dammerstellung unvergleichlich teurer zu stehen gekommen.

Das Beispiel Seezdamm zeigt, dass im Grundbau Sicherheit nicht nur durch deterministische Bemessungen, sondern oft zweckmässiger durch Überwachung und Kontrollen geschaffen werden kann.