

## **Planung und Umgang mit Risiken bei der Stützung offener Schlitzte im Spezialtiefbau**

Dr.-Ing. Klaus IDDA

Dr.-Ing. Karsten BECKHAUS

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen, Deutschland

### **KURZFASSUNG**

Bei der Herstellung von Schlitzwänden ist zu gewährleisten, dass der offene Schlitz vor Einbringen des Frischbetons weder einstürzt noch Einzelkörner sich aus dem umgebenden Boden lösen.

Im Normalfall wird eine Flüssigkeitsstützung angewendet und auf die konkret vorhandene Baustellen- und Baugrundsituation abgestimmt, um das Risiko einer nicht ausreichenden Schlitzstabilität gering zu halten. Unter anderem sind in die rechnerischen oder versuchsgestützten Nachweise die teilweise grundsätzlich unterschiedlichen rheologischen Eigenschaften von Bentonit oder Polymer basierten Stützflüssigkeiten einzubeziehen.

Außergewöhnliche Unwägbarkeiten für die Ausführung erfordern die Planung und ggf. Umsetzung besonderer ausführungstechnischer und konstruktiver Maßnahmen, um die Standsicherheit des Gesamtbauwerks, z.B. eines Staudamms, bei schnellen und hohen Stützflüssigkeitsverlusten in den Dammuntergrund zu gewährleisten.

Die Frage einer wirtschaftlich vertretbaren Absicherung gegen Unwägbarkeiten in Planung und Ausführung wird damit umfassend von der klassischen Bentonitstützung mit Filterkuchen über die stetig abfließende und damit zeitabhängig zu sichere Polymerstützung bis hin zur konstruktiven Sicherung mit statisch bemessenen Stützwänden behandelt.

### **1. DER OFFENE SCHLITZ**

Schlitz- und Dichtwände kommen häufig für Baugrubensicherungen oder Dammabdichtungen zum Einsatz, übernehmen temporär oder dauerhaft tragende oder dichtende Funktionen. Wenn sie im klassischen Ein- oder Zweiphasenverfahren unter Aushub des Baugrunds mit einem Greifer oder einer Fräse hergestellt werden, siehe Abb. 1, entsteht immer ein „offener Schlitz“.

Ein offener Schlitz kann je nach Bauaufgabe und technischen Möglichkeiten bis zu 250 m tief sein und die Breite und Dicke eines Einzelstichs entsprechend der Werkzeugbreite (z.B. 3,2 m x 1,2 m) haben. Wird eine Schlitzwandlamelle mit drei sich übergreifenden Einzelstichen ausgehoben, kann der zu betrachtende offene Schlitz auch 8 m lang sein. Werden Schlitzwände im Einphasenverfahren unter einer selbsterhärtenden Zementsuspension hergestellt, wird der fortlaufend hergestellte offene Schlitz oft als „endlos“ bezeichnet. Im Zweiphasenverfahren werden die Lücken zwischen ausreichend erhärteten Primärlamellen durch Sekundärlamellen geschlossen.

Der offene Schlitz darf bei der Herstellung von Schlitzwänden weder einstürzen noch dürfen sich Einzelkörner aus dem umgebenden Boden lösen. Das wird im Allgemeinen durch den Aushub begleitendes Auffüllen des offenen Schlitzes mit einer Stützflüssigkeit erreicht. Bis auf die Höhe der Arbeitsebene wird im Zuge der Vorbereitung der Schlitzwandarbeiten beidseits der Wandachse meist eine Leitwand aus Stahlbeton eingebaut, womit die Flüssigkeitsstützung erst unterhalb maßgebend wird.

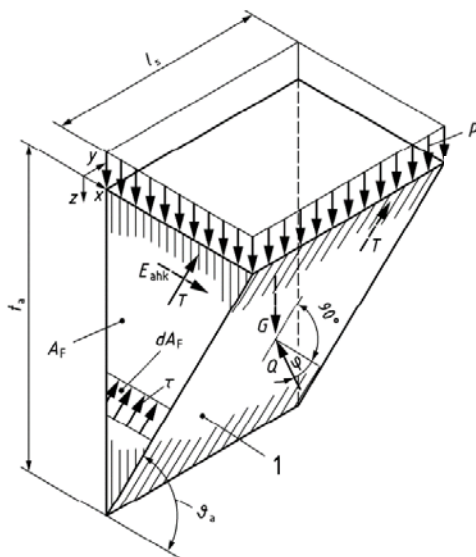


Abb. 1: Arbeiten am Damm Roßhaupten (Deutschland), ausgeführt mit einem Schlitzwandgreifer (Mitte) und einer Schlitzwandfräse (im linken Foto links und ganz rechts).

### 1.1. Nachweis des offenen Schlitzes

Bis zu welcher Länge und Breite ein Schlitz sicher geöffnet werden kann und welche Eigenschaften die Stützflüssigkeit aufweisen muss, aber auch für welche Lasten z.B. die Leitwand unter den ganz speziellen Rahmenbedingungen der einzelnen Baustelle auszulegen ist, regelt in Deutschland die DIN 4126:2013 „Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden“. Im Einzelnen ist zu überprüfen:

- Sicherheit gegen Zutritt von Grundwasser in den Schlitz
- Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen
- Sicherheit gegen Unterschreiten des statisch erforderlichen Flüssigkeitsspiegels
- Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden



Beim letztgenannten Nachweis wird der hydrostatische Druck einer Stützflüssigkeit im offenen Schlitz dem von außen einwirkenden Erd- und Wasserdruck entgegengesetzt. Unter Ausnutzung der haltenden Reibungs- und Kohäsionskräfte entlang der Flanken des potentiellen Bruchkörpers wird dabei nur ein Anteil der Erd- und Wasserdruckkräfte berücksichtigt, vgl. Abb. 2.

Weiter wird örtlich überprüft, ob der hydrostatische Druck der Stützflüssigkeit höher als der des Grundwassers ist und ob die Fließgrenze der Tonsuspension groß genug ist, um das Eindringen von Grundwasser und von Einzelkörnern in den Schlitz zu verhindern.

Abb. 2: Bruchkörper neben Schlitz (DIN 4126)

Statt eines rechnerischen Nachweises kann die Standsicherheit durch repräsentative Versuchsschlitzte oder ausreichend positive Erfahrungen in gleichartigen oder ungünstigeren Böden nachgewiesen werden. Außerhalb des Anwendungsbereichs der DIN 4126 sind Wände, die mit polymeren Lösungen gestützt werden, die im nächsten Abschnitt diskutiert werden.

In grobkörnigen Bodenschichten, deren Standsicherheit mit einer Flüssigkeitsstützung nicht oder nicht wirtschaftlich zu erreichen ist, kommt in der Regel eine Vorvergütung mittels Poreinjektion zum Einsatz, womit quasi eine neue Baugrundsituation geschaffen wird, die im Weiteren nicht Bestandteil dieses Beitrags ist.

Verbleiben Unwägbarkeiten, dass der statisch angesetzte Flüssigkeitsspiegel nicht unterschritten wird, sind zusätzliche Maßnahmen zu treffen, auf die in diesem Beitrag an Hand von zwei Ausführungsbeispielen näher eingegangen wird.

## **1.2. Baustofftechnische Eigenschaften der Stützflüssigkeit**

Aufbauend auf dem Nachweis des offenen Schlitzes als Teil der Standsicherheit von Schlitzwänden enthalten andere Regelwerke, u.a. die Ausführungsnorm EN 1538, Anforderungen an die Qualitätssicherung. Dabei wird unterschieden, ob für die Stützung eine Bentonitsuspension oder eine Polymerlösung zum Einsatz kommen soll. Für den Nachweis der Sicherheit des offenen Schlitzes und entsprechend für die Ausführungsplanung maßgebend sind die erforderlichen baustofftechnischen Eigenschaften. Eine Zusammenfassung des Stands der Technik, auch für so genannte hybride Systeme, die durch eine Kombination von Bentonit und Polymer wirken, enthält der Leitfaden Stützflüssigkeiten für Tiefgründungen „Guide to Support Fluids for Deep Foundations“ (EFFC/DFI, 2019).

Für die Bentonitstützung ist der Aufbau eines Filterkuchens an der Grenzfläche zum Boden charakteristisch, der die Sicherheit des offenen Schlitzes, insbesondere gegen das Abgleiten von Einzelkörnern, Korngruppen oder dünnen Bodenschollen erhöht. Im Detail unterschieden wird zwischen einem inneren und äußeren Filterkuchen, wobei sich im ersten Fall die ausgefilterten Feststoffe im Porenraum des Bodens ablagern, im zweiten Fall auf der Wandfläche im offenen Schlitz. Grundsätzlich wirkt sich ein Filterkuchen günstig auf die Ausführungsqualität aus. Zwar reduziert ein nach dem Betonieren verbleibender äußerer Filterkuchen gleichzeitig die tatsächliche Betondeckung. Diesbezüglich kann die Eignung der frischen Suspension im Filterpressversuch überprüft werden. Für den Aufbau eines Filterkuchens an der Schlitzwandung ist darüber hinaus entscheidend, welche Feststoffe sich beim Aushubvorgang in der Suspension anreichern können, und mehr Ausfilterung passiert in der Regel beim Aushub in grobkörnigen Böden. Eine baubegleitende Überprüfung, eine Entsandung bzw. ein Austausch der Arbeitssuspension sind übliche Qualitätssicherungsmaßnahmen, um insbesondere das Anreichern von Sandpartikeln in der Suspension und damit die Formation eines dicken Filterkuchens zu begrenzen. Eine Feststoffanreicherung alleine begründet kein Risiko für die Ausführungsqualität. Bleibt der „feste Kuchen“ geringmächtig und die mit Sand angereicherte Suspension ausreichend weich, wird sie beim Betoniervorgang durch den Beton verdrängt werden.

Abb. 3 zeigt den Zustand eines freigelegten Schlitzwand mit einem signifikanten verbliebenen Filterkuchen. Die tatsächliche Betondeckung ist zwar um das Maß des sichtbaren äußeren Filterkuchens reduziert, bezüglich einer Abweichung von der im Soll planmäßigen bzw. der im Ist-

Zustand zu gewährleistenden Betondeckung sind aber weitere Überlegungen zu tun. Der Leitfaden Kontraktorbeton für Tiefgründungen („Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations“, EFFC/DFI, 2018) stellt die Zusammenhänge vor. Die Mindestbetondeckung, die nach der Erstellung der bewehrten Schlitzwand aus normativen Anforderungen u.a. an die Dauerhaftigkeit gewährleistet sein muss, ist um ein Vorhaltemaß für zu berücksichtigende Toleranzen bei der Ausführung zu erhöhen. Dabei muss die konkrete Situation der jeweiligen Bauaufgabe berücksichtigt werden, u.a. die Zeit vom Aushub bis zur Betonage, in der ein Filterkuchen anwachsen kann. Es wird im Tremie Guide insbesondere empfohlen, den unvermeidbaren Filterkuchen bei der Festlegung der Betondeckung zu berücksichtigen und diese für ein sicheres Umfließen der Bewehrungsstäbe mit dem frischen Beton ggf. zu erhöhen. Die Kontrolle der Suspensionseigenschaften darf aber keinesfalls vernachlässigt werden und mit einer exzessiven Erhöhung der Betondeckung zu kompensieren versucht werden. Beim Einstellen des Bewehrungskorbs in den offenen Schlitz soll dessen weitgehend zentrische Lage und die Sicherstellung der Mindestbetondeckung durch Abstandhalter erreicht werden. Diese Abstandhalter werden sich in aller Regel nicht ausreichend auf den Filterkuchen abstützen können, sondern diesen durchstoßen. Der Abstandhalter wird bei Schlitzwänden in der Regel in der Höhe der nominellen Betondeckung ausgebildet, die nicht kleiner als 75 mm sein sollte, einschließlich eines Vorhaltemaßes von mindestens 25 mm für Ausführungstoleranzen, das eine normale Filterkuchendicke einschließen sollte (vgl. EFFC/DFI, 2018).

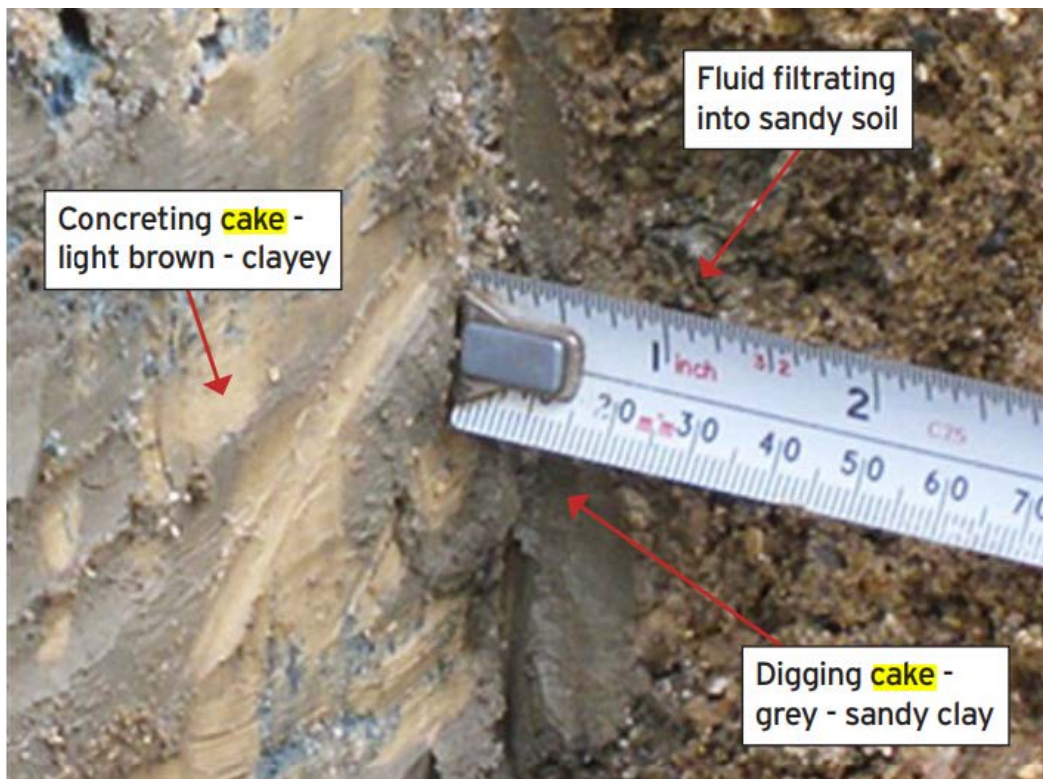


Abb. 3: Freigelegtes Schlitzwandelement mit Anhaftungen von Bentonit auf dem Beton („Concreting cake“), mit sichtbarem äußeren Filterkuchen („Digging cake“) und eingedrungenen Bentonitsuspension in den umgebenen Boden („Fluid filtration“)

Einer Polymerlösung wird im Allgemeinen zugesprochen, dass sich kein Filterkuchen ausbildet und dass wegen der fehlenden Membranwirkung nur eine zeitlich beschränkte Stabilität gegeben ist, da sich entsprechend ihrer Viskosität und in Abhängigkeit der Baugrundbedingungen der Druckgradient mit dem kontinuierlichen Abfließen der Stützflüssigkeit mit der Zeit reduziert. Der kritische Grenzfall ist demnach vergleichbar mit der Stützung eines letzten Elements für einen ringförmigen Schacht, wenn in dessen Inneren der ursprüngliche Grundwasserstand ansteigen kann und nicht etwa durch Brunnen konstant gehalten wird. Entsprechend muss bei einem offenen Schlitz in kurzem Abstand von einer bestehenden Wand damit gerechnet werden, dass der erforderliche Gradient nicht ausreichend lange aufrechterhalten werden kann und der Zwischenraum also ohne weitere Maßnahmen nicht zielsicher gestützt werden kann.

Die grundsätzliche Funktionsweise der Flüssigkeitsstützung in einem offenen Schlitz sowie die prinzipiell unterschiedlichen rheologischen Eigenschaften von Wasser, polymeren oder bentonithaltigen Stützflüssigkeiten sind in Abb. 4 wiedergegeben (EFFC/DFI, 2019). Die erforderlichen Eigenschaften müssen auf die jeweilige geotechnische und hydrogeologische Baugrundsituation anzupassen, und die Qualitätskontrolle ist auf die technisch geforderten Eigenschaften auszulegen. Bei Notwendigkeit einer ausgeprägten Fließgrenze und z.B. einer Begrenzung der Viskosität werden diese Kenngrößen in Deutschland oft mit der sogenannten Kugelharve und dem Marsh-Trichter getestet. Alternativ kann ein Rheometer diese Messgrößen erfassen.

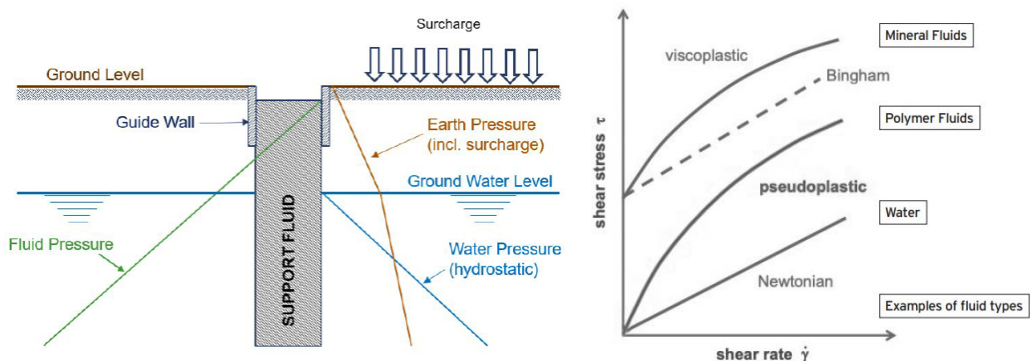


Abb. 4: Funktion der Leitwand und des hydrostatischen Drucks zur Sicherung eines offenen Schlitzes mit einer Stützflüssigkeit (links) und die idealisierten rheologischen Graphen als Funktion der Scherspannung  $\tau$  über Scherrate  $\dot{\gamma}$  (rechts)

In Vorbereitung für eine 2. Fassung des Support Fluid Guide wird von den beiden Verbänden EFFC und DFI (European Federation of Foundation Contractors und Deep Foundation Institute) derzeit ein Forschungsprogramm begleitet, in dem auf Baustellen in Europa und den USA die wesentlichen Kenngrößen der Stützflüssigkeiten mit verschiedenen Testmethoden ermittelt werden und im Zusammenhang mit den weiteren bautechnischen Randbedingungen ausgewertet werden. Dazu werden von zwei praxiserfahrenen Experten außerdem die Baugrundbedingungen, die Aushubmethoden, die zeitlichen Arbeitsabläufe sowie die ebenso für die Bauwerksqualität maßgebenden Eigenschaften des verwendeten Betons aufgenommen.

Bei artesisch gespanntem Grundwasser, aber auch in Baugrundsituationen, in denen die Arbeitsplattform unter Zuhilfenahme beschränkter Entwässerungsmaßnahmen unterhalb des Wasserspiegels liegt, wie etwa für die herausfordernden Schlitzwandarbeiten am „Jannah Dam“ im Libanon (vgl. Abb. 5, links), müssen Maßnahmen zum Beschweren der Stützflüssigkeit ergriffen

werden. Nur durch die Erhöhung des Bentonitgehalts ist das Beschweren der Suspension, wegen der impliziten Erhöhung der Fließgrenze und der Viskosität, kaum möglich. Steinmehl, Flugasche, Schwerspat (Baryt) oder auch Sand als Füllstoff sind hier Alternativen, um die Dichte der stützenden Flüssigkeit planmäßig zu erhöhen. Um diese planmäßig zugesetzten Feststoffe in dieser Suspension für die Ausführung sicher in Schwebe zu halten, wurde die folgende Prüfung aus der DIN 4126 in ihrer Fassung von 1986 (in 6.1.4) als technische Anforderung vereinbart und angewendet: Die größte Korngröße  $d$  dieser Füllstoffe mit der Kornwichte  $\gamma_s$  soll im frischen Zustand den folgenden Wert nicht übersteigen:

$$d = 0,7 \frac{\tau_F}{\gamma_s - \gamma_F}$$

Im gleichen Absatz 6.1.4 der DIN 4127:1986 wird klargestellt, dass diese beschwerte Stützflüssigkeit – selbstverständlich – die grundsätzlich geltenden Bedingungen für tonhaltige Suspensionen, die sich u.a. für die Fließgrenze aus der Bemessung ergeben, erfüllen muss, dass aber darüber hinaus für die Füllstoffe selbst keine Eignungsprüfung erforderlich ist.



Abb. 5: „Bulkhead“ am Jannah Dam, Libanon (links), „Dike 1“ am Toten Meer, Jordanien (rechts)

Eine besondere Herausforderung war am Toten Meer in Jordanien zu meistern. Für die Dichtwandarbeiten an den Erdbecken der Arab Potash Company (Abb. 5, rechts) musste die ungünstige hydraulische Höhe und zusätzlich die anstehende Salzlauge mit der sehr hohen Dichte von  $1,26 \text{ g/cm}^3$  kontrolliert werden. Statt der o.g. Beschwerung einer Bentonitsuspension mit inerten Füllstoffen kamen die anstehende Salzlösung und ein salzresistentes Tonmineral ohne Zugabe inerten Füllstoffe zum Einsatz. Die Kontrolle dieser besonderen Stützflüssigkeit, insbesondere der Steuerung der Fließgrenze, erwies sich als baupraktisch und nachweislich qualifiziert.

In beiden vorgenannten Fällen ergab sich die Notwendigkeit einer gesonderten Betrachtung der Anforderungen an die Stützflüssigkeit während des Betonierens. Die EN 1538 fordert als Standard eine Dichte unter  $1,15 \text{ g/cm}^3$  vor dem Betonieren. Im Sonderfall kann mit einer differenzierten Betrachtung der Konzentration und Korngrößenverteilung bzw. dem Reibungsverhalten der Feststoffpartikel gezeigt werden, dass eine Sedimentation der Füllstoffe in der aufgeladenen Suspension kontrollierbar ist. Auch hier bietet die DIN 4126:1986 mit der folgenden Gleichung aus dem Absatz 7.3 einen praktikablen Lösungsansatz, nach welcher die Dichte  $\rho_F$  vor dem Betonieren abhängig von der Dichte der aufladenden Feststoffe  $\rho_s$  erhöht sein darf:

$$\rho = \rho_F + 0,14 (\rho_s - \rho_F)$$



im oberen Bereich gegen den Erddruck ab. Zudem sicherten sie den durch schweres Arbeitsgerät belasteten Damm, indem sie potentielle Gleitfugen verdübelten (Abb. 7). Dafür wurden die MIP-Wände mit eingestellten Stahlprofilen verstärkt. Vor allem erlaubten sie zur Risikominimierung ab, dass die Stützflüssigkeit in kurzer Zeit um bis zu 5 m absinken kann, wenn beim Schlitzen im verwitterten Fels offene Klüfte angetroffen werden. Die Funktion der MIP Wände bestand damit nicht zuletzt darin, den offenen Schlitz in dieser Situation gegen den Einsturz zu sichern.

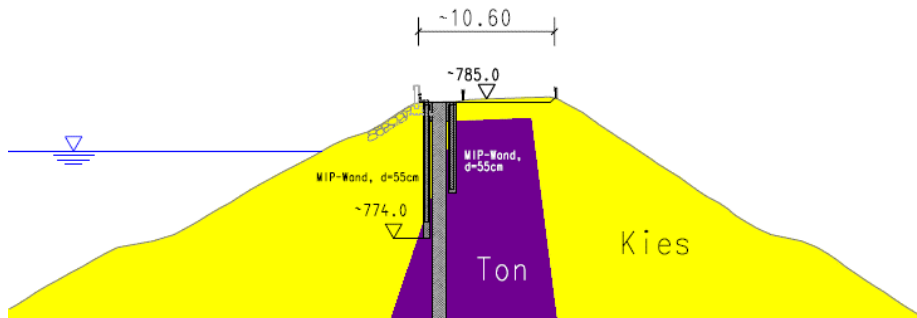


Abb. 7: Detail Dammkrone mit MIP-Wänden.

Insgesamt bestand ein großer Vorteil des MIP-Verfahrens darin, dass statisch wirksamen Wände fugenlos ausgeführt werden konnten, und dass ohne den Dammquerschnitt, der ja die ganze Zeit eine Schutzfunktion gegen Hochwasser wahrnimmt, durch Erdbewegungen zu schwächen. Selbsterklärend ist, dass es beim Herstellen der MIP-Wand keinen „offenen Schlitz“ im vorgenannten Sinn gibt.

## 2.2. Praxisbeispiel Center Hill Dam, USA

Für die Herstellung des Center Hill Dams in Tennessee in der Mitte des vergangenen Jahrhunderts ist Ton auf dem anstehenden Kalksteinfelsen mit einer Mächtigkeit von bis zu 60 m eingebaut worden. Während der nachfolgenden Nutzungsphase hat das hinter dem Damm aufgestaute Wasser Hohlräume und Gänge im Kalkstein geschaffen, so dass der Damm permanent unterströmt wurde. Durch Herstellung einer Dichtwand von der Dammkrone aus, der sogenannten Barrier Wall (BW), die bis zu ca. 34 m in den Fels einbindet, wurden die beschriebenen unterirdischen Wasserwege abgeschnitten, vgl. Abb. 8.

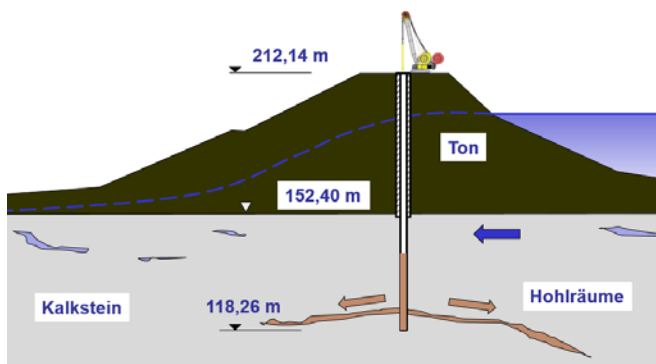


Abb. 8: Schnitt durch den Damm mit Dichtwand und Encasement Wall – schraffiert dargestellt. Verlust der Stützflüssigkeit durch Hohlräume im Fels.



Die Auswirkung von möglichen Hohlräumen im Fels in Verbindung mit den bei der beträchtlichen Dichtwandtiefe zu erwartenden Bauteilimperfectionen waren bei der Planung und Bauausführung zu beachten. Sobald die Schlitzwandfräse einen Hohlraum im Kalkstein erreicht, war ein plötzlicher Verlust der gesamten Stützflüssigkeit und damit der Verlust der Standsicherheit des offenen Schlitzes und des Dammes möglich, vgl. Abb. 8. Die Möglichkeit zielsicher alle vorhandenen Hohlräume und Klüfte durch Injektionen abzudichten wurde ausgeschlossen. Die Planung sah deshalb von Beginn an eine sogenannte Encasement Wall vor, die als Schlitzwand zunächst im Tonboden hergestellt wird. Diese Wand schirmt den offenen Schlitz, für die Herstellung der eigentlichen Dichtwand (Barrier Wall) gegen den Erd- und Wasserdruck im Bereich des Tonbodens ab. Die Barrier Wall wird bis tief in den Fels hinabgeführt. Durch die Encasement Wall wird – auch im Fall eines Verlustes der Stützflüssigkeit – eine ausreichende Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser und gegen ein Gesamtversagen des offenen Schlitzes gewährleistet. Konstruktionsbedingt ist die Sicherheit gegen Abgleiten von Korngruppen durch die Encasement Wall automatisch gegeben. Die Standsicherheit des offenen Schlitzes innerhalb des Kalksteins wurde auch bei einem Verlust der Stützflüssigkeit ohne Weiteres angenommen.

Bedingt durch die möglichen Herstellungsnauigkeiten der Encasement Wall und der Dichtwand bleibt nurmehr eine geringe Restwandstärke  $c$  der Ersteren übrig. Zum Beispiel ist in Abb. 9 eine Situation dargestellt, bei der sich die Lamellen der Encasement Wall ungünstig gegenüber der Lamelle der Barrier Wall verschoben und gleichzeitig gegeneinander verdreht haben. In so einer Situation erfordert die Last aus Erd- und Wasserdruck  $q$  eine entsprechend angepasste, hohe Druckfestigkeit des Betons. Hier wurde nach einer optimierten Lösung gesucht.

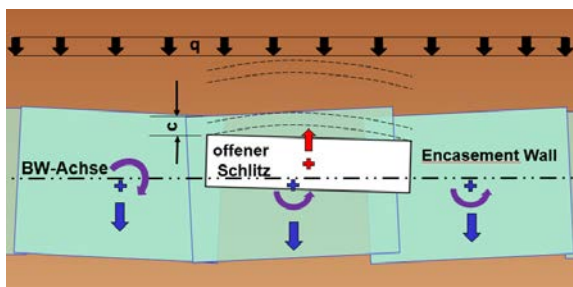


Abb. 9: Einzelstiche der Encasement Wall und offener Schlitz des Dichtwand-Elementes im Grundriss mit möglichen herstellungsbedingten Verdrehungen und Verschiebungen. Strichliert: Andeutung der sich einstellenden Druckgewölbe im Beton und Boden.

Abb. 10 zeigt das Betondruckgewölbe unter der Belastung aus Erd- und Wasserdruck mit den inneren Schnittkräften  $D$  im Bogenscheitel und  $R$  am Kämpfer. Die Schnittkräfte werden durch Gleichgewichtsbetrachtungen am gezeigten System errechnet. Die Neigung  $\alpha$  der Resultierenden  $R$  ergibt sich aus dem Verhältnis der Kräfte  $\tan \alpha = V/D$ . Wird am Bogenkämpfer die aufnehmbare Betondruckspannung  $f_{m,d}$  infolge der Last  $q$  erreicht ist das Tragvermögen des Betongewölbes ausgeschöpft. Die zugeordnete Betonquerschnittsflächen beträgt  $h_a/\cos \alpha$ . Mit der untenstehenden Beziehung lässt sich das Tragvermögen  $q_{Rd}$  des Systems in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit  $f_{m,d}$ , der Wanddicke  $c$  und der gegebenen Länge des offenen Schlitzes im Grundriss  $L$  errechnen.

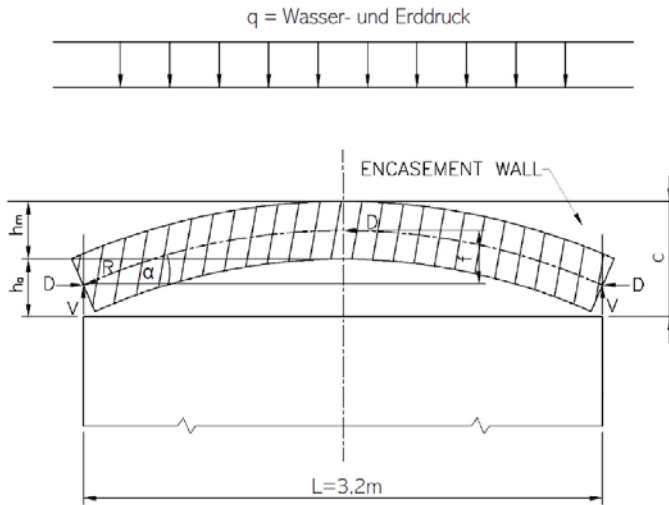


Abb. 10: Betondruckgewölbe unter der Belastung  $q$  mit inneren Schnittkräften.

$$f_{m,d} = \frac{R}{h_a \cdot \cos \alpha};$$

mit:

$$R = \sqrt{D^2 + V^2}$$

wobei:

$$D = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f} \text{ und } V = \frac{q \cdot L}{2}$$

Durch Einsetzen der Beziehungen für die Kräfte  $D$ ,  $V$  und  $R$  und mit  $h_a = f = \frac{c}{2}$  ergibt sich aus der Ausgangsgleichung der nachfolgende Ausdruck für das Tragvermögen des Betongewölbes:

$$q = q_{Rd} = f_{m,d} \cdot \frac{2 \cdot c^2}{4 \cdot c^2 + L^2}$$

Mit kommerziellen Rechenprogrammen lässt sich die Gewölbewirkung im Boden, vgl. Abb. 11, für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit quantifizieren. Die Gleitflächen werden unter Berücksichtigung der Bodenschichten und unter Variation des Neigungswinkels systematisch untersucht, Verkehrslasten auf der Geländeoberkante werden eingerechnet. Die günstige Wirkung einer Encasement Wall ist bei diesen Programmen allerdings nicht vorgesehen.

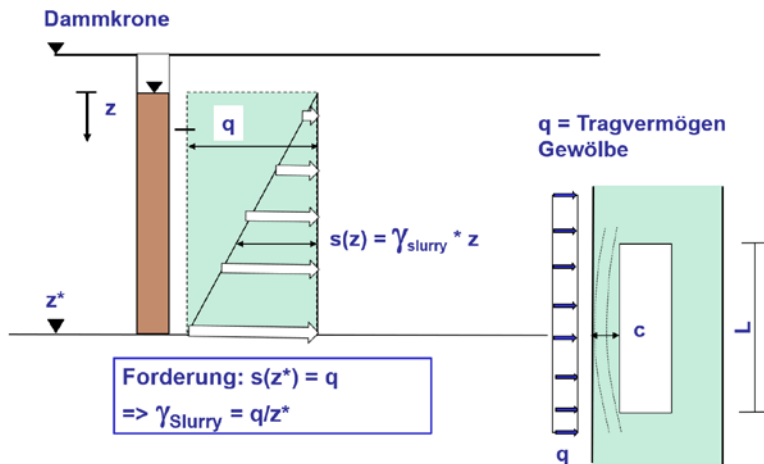


Abb. 11: Tragvermögen des Betongewölbes  $q$  der Wanddicke  $c$  und Umrechnung in eine fiktive Suspension der Wichte  $\gamma_{slurry}$ .

Durch Umrechnung der Wirkung der Encasement Wall in die einer fiktiven Stützflüssigkeit kann der Nachweis der Gesamtstandsicherheit mit kommerziellen Rechenprogrammen geführt werden und beide Effekte sowohl die Gewölbewirkung im Boden als auch im Beton angemessen berücksichtigt werden, vgl. Abb. 8. Die Wichte der fiktiven Suspension  $\gamma_{slurry}$ , ergibt sich aus der Forderung, dass der hydrostatische Druck an der größten Tiefe der Encasement Wall gleich dem Tragvermögen des Beton-Druckgewölbes ist. Für Tiefen  $z < z^*$  liegt die Berechnung auf der Sicherer Seite, da die Stützkraft der Encasement Wall, in Abb. 8 als strichliertes Rechteck dargestellt, stets größer ist als die der Suspension. Diese Reserven brauchen bei der Berechnung aber nicht ausgeschöpft zu werden, da die Sicherheit des Systems auch so nachgewiesen werden konnte.

Maßgebend zeigte sich der örtliche Nachweis der ausreichenden Sicherheit gegen Zutritt von Grundwasser in den offenen Schlitz. Dieser wurde durch Vergleich der Tragfähigkeit des Beton-Druckgewölbes  $q_{Rd}$  bei einer vorhandenen Restwandstärke  $c$  mit dem Wasserdruck an der Stelle  $z^*$  geführt.

Bei allen Nachweisen wurden die Teilsicherheiten entsprechend DIN 4126 berücksichtigt.

### 3. ZUSAMMENFASSUNG

In Planung und Ausführung von Schlitzwandarbeiten ist eine Stützung des offenen Schlitzes erforderlich. Das wird im Allgemeinen durch sogenannten Stützflüssigkeiten aus Bentonit- oder Polymersuspensionen erreicht. International gibt es verschiedene Nachweismethoden der Standsicherheit des offenen Schlitzes. Für Standardbauaufgaben haben sich regional entsprechende Konzepte bewährt, in der Regel auf Basis begrenzter Längen des offenen Schlitzes bei gleichen Anforderungen an die Stützflüssigkeit und Ausführung sowie zugehörige Überwachung.

Sollen Schlitzwände außerhalb des o.g. Erfahrungsbereichs und mit besonderen Unwägbarkeiten hergestellt werden, sind besondere Maßnahmen erforderlich. Wird z.B. ein schnelles und tiefes Absinken des Flüssigkeitsspiegels als entsprechendes Risiko erkannt und sind Baugrundinjektionen keine Option, kann eine Mixed-In-Place-Wand mit statischer Funktion die Stützung des offenen

Schlitzes im oberen Bereich zielsicher und wirtschaftlich übernehmen. Bei Schlitzwänden die im oberen Bereich in Lockergestein hergestellt werden und in größerer Tiefe in mit Hohlräumen durchsetzten Fels einbinden, ist im Extremfall ein vollständiger Verlust der Stützflüssigkeit möglich. Hier kann eine vorab im Lockergestein als Schlitzwand hergestellte sogenannte Encasement Wall im Havariefall die Stützfunktion übernehmen. Die Dimensionierung solcher Wände erfordert besondere Überlegungen.

Die Möglichkeiten für die effektive und sichere Stützung offener Schlitz im Spezialtiefbau sind vorhanden. Voraussetzung für eine wirtschaftliche Planung und Ausführung der erforderlichen Maßnahmen ist eine objektive Beurteilung der Unwägbarkeiten und genaue Baugrunderkundung.

## **LITERATUR**

DIN 4126 (2013): Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden. Deutsches Institut für Normung.

DIN 4126 (1986): Ortbeton-Schlitzwände. Konstruktion und Ausführung. Deutsches Institut für Normung.

EFFC/DFI (2018): Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations. European Federation of Foundation Contractors, Deep Foundation Institute. { [Hyperlink: effc.org](http://effc.org), [dfi.org](http://dfi.org) }

EFFC/DFI (2019): Guide to Support Fluids for Deep Foundations. European Federation of Foundation Contractors, Deep Foundation Institute. { [Hyperlink: effc.org](http://effc.org), [dfi.org](http://dfi.org) }