

Welleneinwirkungen auf die Böschungen der Bergbaunachfolgelandschaften einschließlich naturnaher Sicherungsgestaltungen.

H. Wagner

Es ist Pflicht aller Bergbau betreibender Institutionen, nach Ende des Abbaues der Nachnutzung eine gefahrenfreie Kulturlandschaft zu hinterlassen. Besonders aufwendig sind dazu notwendige Maßnahmen bei gefluteten Tagebauen, die als Seengebiet touristisch genutzt werden sollen. Bergbaunachfolgeseeen in feinkörnigem Lockergestein sind stets tektonisch jungfräulich Gebilde, die ohne zusätzliche Regulierungsmaßnahmen bedeutenden Umformungen durch Erosion und Anlagerung infolge von Welleneinwirkung ausgesetzt sind. Gleichzeitig mit den Umformungen entstehen erhebliche Gefahrenquellen durch Kliffs, Materialauswaschungen aus den Korngerüst, Versandungen, Böschungsversteilungen und mechanischen Rüttelbelastungen.

Sedimentdynamik

Die durch Wellenwirkung auftretende Sedimentdynamik umfasst den vollen Problemkreis von:

Erosion - Entmischungsvorgängen - Akkumulation.

- | | |
|-----------------------------|--|
| Erosion, d.h.: | <ul style="list-style-type: none"> - Materiallockerung, - Erzeugung von Roll- und Hubbewegungen des Sandmaterials, - Kolke, Kliffs, - Uferabbruch, - Materialabtrag und - Strandverlust. |
| Entmischungsprozesse, d.h.: | <ul style="list-style-type: none"> - Entzug löslicher Bestandteile (z.B. Pyrit) - Wellensuffosion (Entzug der Feinanteile des Korngemisches durch Scheinsuspension) - partielle Fraktionsseparierung - Gesamtvolumenvergrößerung durch Abtrennung der Feinteile - Verringerung der Raumdichte - Vergrößerung der Durchlässigkeit - Aufbau einer besonders lockeren Lagerung |
| Akkumulation, d.h.: | <ul style="list-style-type: none"> - Auflandungen, Untiefen, Böschungsversteilungen - Strandbildungen, - Versandungen von Ein- und Ausläufen, von Hafeneinfahrten und Liegestellen. |

Um sowohl die Gefahrenpotentiale einzuschätzen und gleichlaufend gestaltende Sicherungsmaßnahmen vorschlagen zu können, war es notwendig, die durch Welleneinwirkung erzeugten Bewegungsvorgänge des Ufermaterials analytisch zu erfassen. Zur methodisch einfacheren Bearbeitung wurde zunächst theoretisch die Sedimentbewegung in ufernormale und uferparallele Prozesse aufgliedert.

Ufernormale Sedimentprozesse

Ausschließlich ufernormale Sedimentprozesse finden dann statt, wenn Wellen senkrecht auf ein geradliniges Ufer auftreffen.

Modellversuche zur Kennzeichnung dieser Situation wurden vom Verfasser im Auftrage der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau Verwaltungsgesellschaft mbH (LMBV) im Hubert Engels-

Labor der Technischen Universität Dresden und im GWK der Universität Hannover durchgeführt. Abb.1 und 2 zeigt Momentaufnahmen eines solchen Versuches im Maßstab 1:1 im großen Wellenkanal der Uni Hannover.

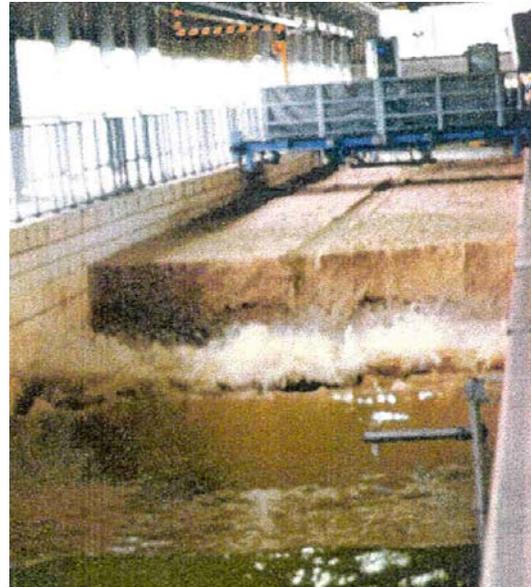


Abb. 1 und 2 Modellversuche zur Böschungsumbildung im großen Wellenkanal der Universität Hannover

In Abb.3 sind dazu typische Ergebnisse dieser Versuche in Abhängigkeit von der Belastungsdauer dargestellt.

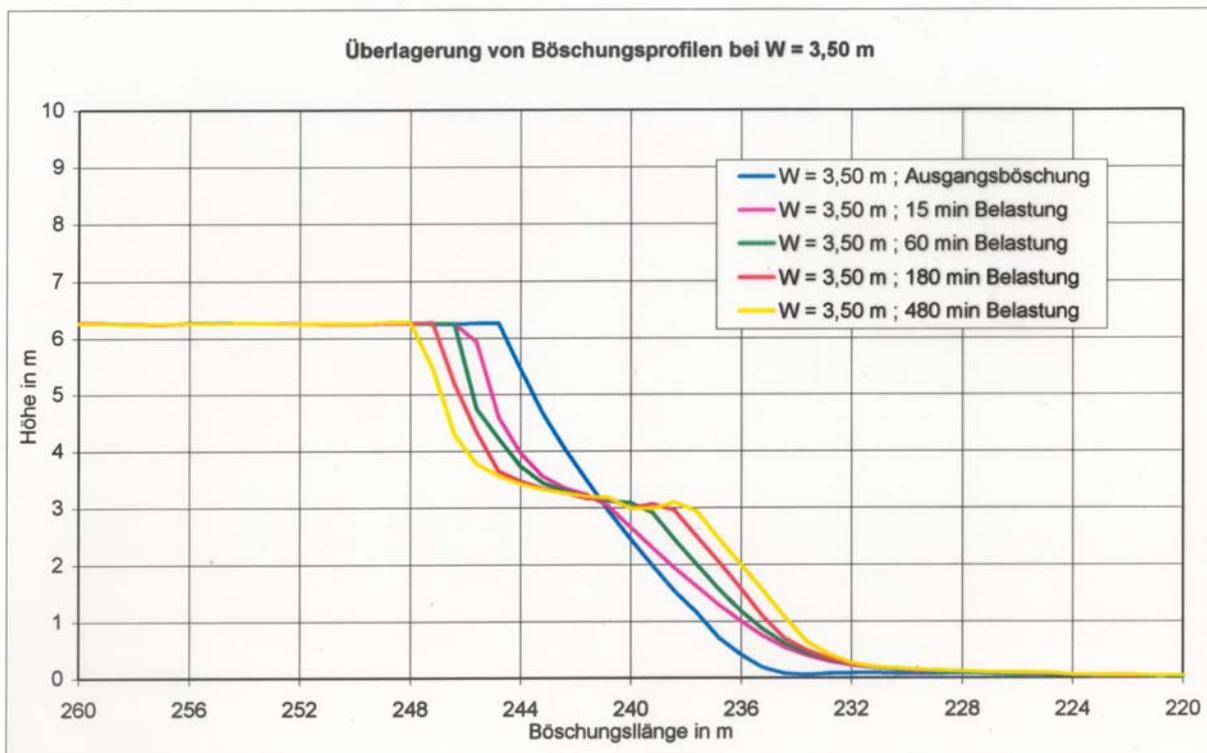


Abb.3 Uferumbildungen bei gleichbleibender Wellenbeanspruchung in Abhängigkeit von der Belastungsdauer

Deutlich ist erkennbar, dass relativ schnell eine Verformung der Ausgangsböschung in der Weise auftritt, dass im Bereich über dem Wasserspiegel Ufermaterial abbricht, das im Unterwasserbereich

angelagert wird. Um den Wasserspiegel herum entsteht eine Terrasse mit flacher Neigung, die sich bis zu einem Endzustand allmählich vergrößert. Schließlich wird bei gleichbleibendem Wasserstand und gleicher Wellenbewegung ein Endzustand (Gleichgewichtsprofil) erreicht, bei dem das Uferprofil unveränderlich bleibt. Die Einzelheiten dieser Situation sind zur analytischen Kennzeichnung in Abb. 4 detailliert gekennzeichnet.

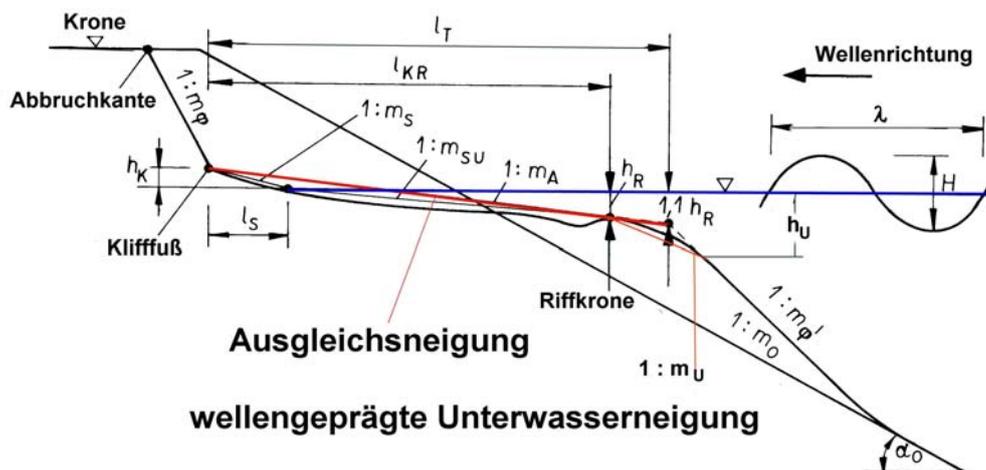


Abb. 4 Systembezeichnungen

Auf der Basis einer halbempirischen Auswertung wurden folgende Ergebnisse erzielt:

Ausgleichsneigung m_A :

$$m_A = m_\varphi + \left(0,0625 \cdot \frac{\rho}{\rho_S - \rho} \cdot \frac{H_m}{D_{50}} \cdot \sqrt{\frac{\lambda_m}{H_m}} \right)^{0,5}$$

Strandneigung m_S :

$$m_S = m_\varphi + \left(0,0045 \cdot \frac{\rho}{\rho_S - \rho} \cdot \frac{H_m}{D_{50}} \cdot \sqrt{\frac{\lambda_m}{H_m}} \right)^{1/2}$$

Unterwasserneigung:

$$m_{SU} = m_A + \frac{h_A}{h_R} \cdot (m_A - m_S)$$

Höhe des Klifffußes über dem Wasserspiegel h_K :

$$h_K = \frac{1,81}{m_A} \cdot H_m \cdot \sqrt{\frac{\lambda_m}{H_m}}$$

Tiefe der Riffkante unter dem Wasserspiegel h_R :

$$h_R = H_m \left(1 + 0,05 \cdot \sqrt{\frac{\lambda_m}{H_m}} \right)$$

Wassertiefe über dem Riffal:

$$h_T = 1,14 \cdot H_m \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{\lambda_m}{H_m} \right)$$

Grenzwassertiefe der Wellenbeeinflussung h_U :

$$h_U = 0,16 \cdot \frac{H_m^2}{(g \cdot T_m^2 \cdot D_{50})^{1/3}} = 0,1 \cdot \frac{H_m^2}{(\lambda_m \cdot D_{50}^2)^{1/3}}$$

Terrassenlänge l_T :

$$l_T = (h_A + 1,1 \cdot h_R) \cdot m_A$$

Es bezeichnen:

D_{50} [m] mittlerer Korndurchmesser

ρ_S [kg · m⁻³] Dichte des Kornmaterials

ρ [kg · m⁻³] Dichte des Wassers

Firma und Name (Arial 10 pt)

g	$[m \cdot s^{-2}]$	Erdbeschleunigung
H_m	$[m]$	mittlere Wellenhöhe
H_s	$[m]$	signifikante Wellenhöhe
T_m	$[s]$	mittlere Wellenperiode
λ_m	$[m]$	mittlere Wellenlänge
m_φ	$[1]$	von Welleneinwirkung unbeeinflusste Grenzneigung des Ufermaterials unter Wasser (siehe Abb.5, $m_\varphi = K'_1$)

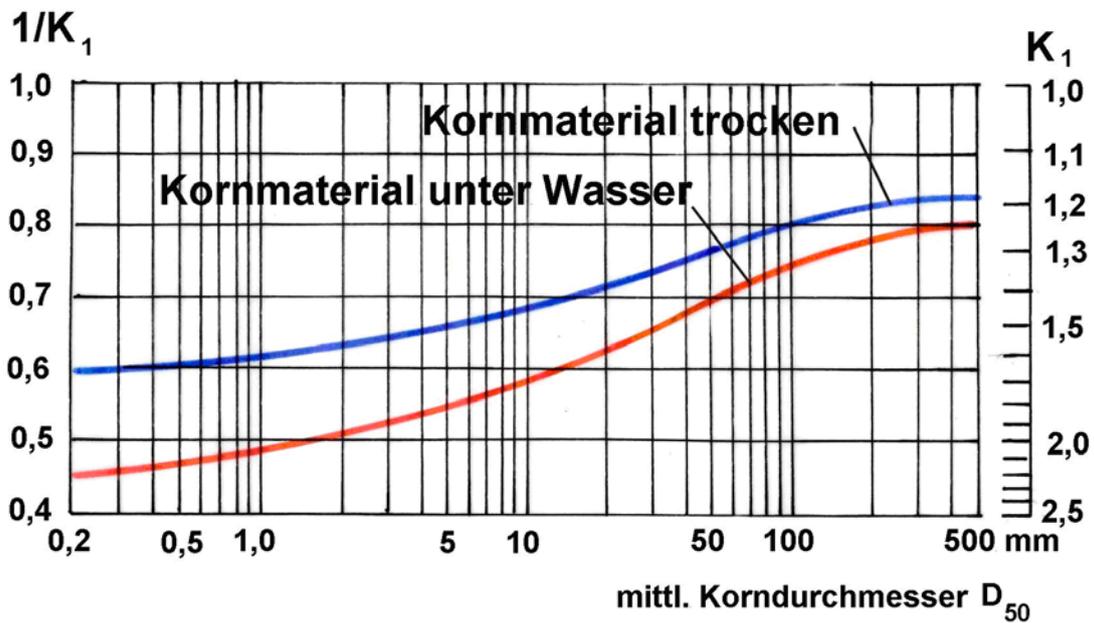


Abb.5 Grenzneigung des Ufermaterials $\varphi = \arctan \frac{1}{K_1}$ unter und über Wasser

Schon mit diesen Beziehungen lassen sich Uferumbildungen vorhersagen und Gefahren frühzeitig erkennen. Gefahrenvermeidungen sind möglich durch Sperrung entsprechender Uferabschnitte, durch Böschungsbefestigungen und vor allem durch zweckmäßige Uferprofilierung. Eine besonders vorteilhafte und einfache Uferprofilgestaltung kann mit dem Standardgleichgewichtsprofil vorgenommen werden. Dieses Uferprofil ist in Abb. 6 dargestellt.

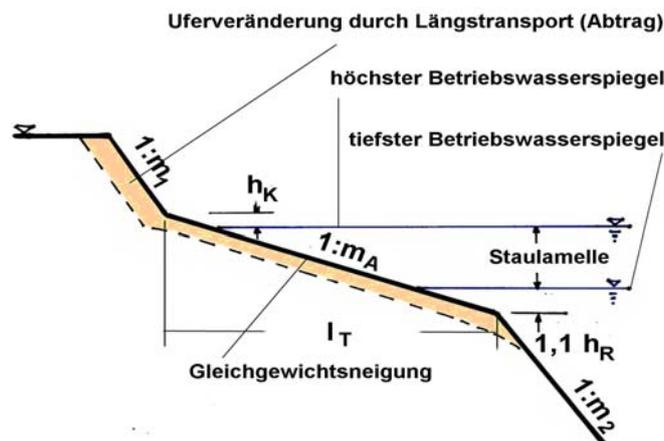


Abb:6 Standardgleichgewichtsprofil

Bei Massenausgleich zwischen Abtrag und Auftrag wird im Bereich um alle im Prognosezeitraum möglichen Wasserspiegellagen ein mit der Gleichgewichtsnéigung m_A geneigter Flachbereich geschaffen. Er erstreckt sich von der Höhenkote h_K über dem höchsten Betriebswasserspiegel bis zur Tiefe $1,1 \cdot h_R$ unter dem tiefsten Betriebswasserspiegel. Die Werte h_K ; m_A und h_R sind mit den vorgenannten Gleichungen unter Ansatz des stärksten meteorologischen Ereignisses im gewählten Prognosezeitraum zu bestimmen.

Oberhalb des Klifffußes ist die Böschung mit $1:m_1$ so geneigt, dass sie flacher als die Grenzneigung im Trockenem ist. ($m_1 \geq m_\phi = K_1$ siehe Abb.5, blaue Kurve).

Im Unterwasserbereich schließt an die Flachterrasse eine Böschungsneigung m_2 an, die flacher ist als die Grenzschüttneigung $m_\phi = K_1$ unter Wasser (siehe Abb.5, rote Kurve)

Mit einer derartigen Uferprofilgestaltung sind zwar auch ohne Uferlängstransporte Veränderungen nicht völlig ausgeschlossen, aber sie sind wie auch der Längstransport auf ein Minimum beschränkt. Gleichzeitig stellt ein solches Profil eine natur- und landschaftsverträgliche Gestaltung wellenbelasteter Uferregionen dar.

Werden die entwickelten Beziehungen für die Profilausbildung im ufernormalen Sedimenttransport auf die Füllungsphase der Bergbaunachfolgeseen angewandt, so ist es nachweisbar, dass bedeutende Materialbereiche der Uferböschungen in ihrer Struktur nachhaltig verändert werden. In Abb. 7 ist eine solche Situation schematisch skizziert.

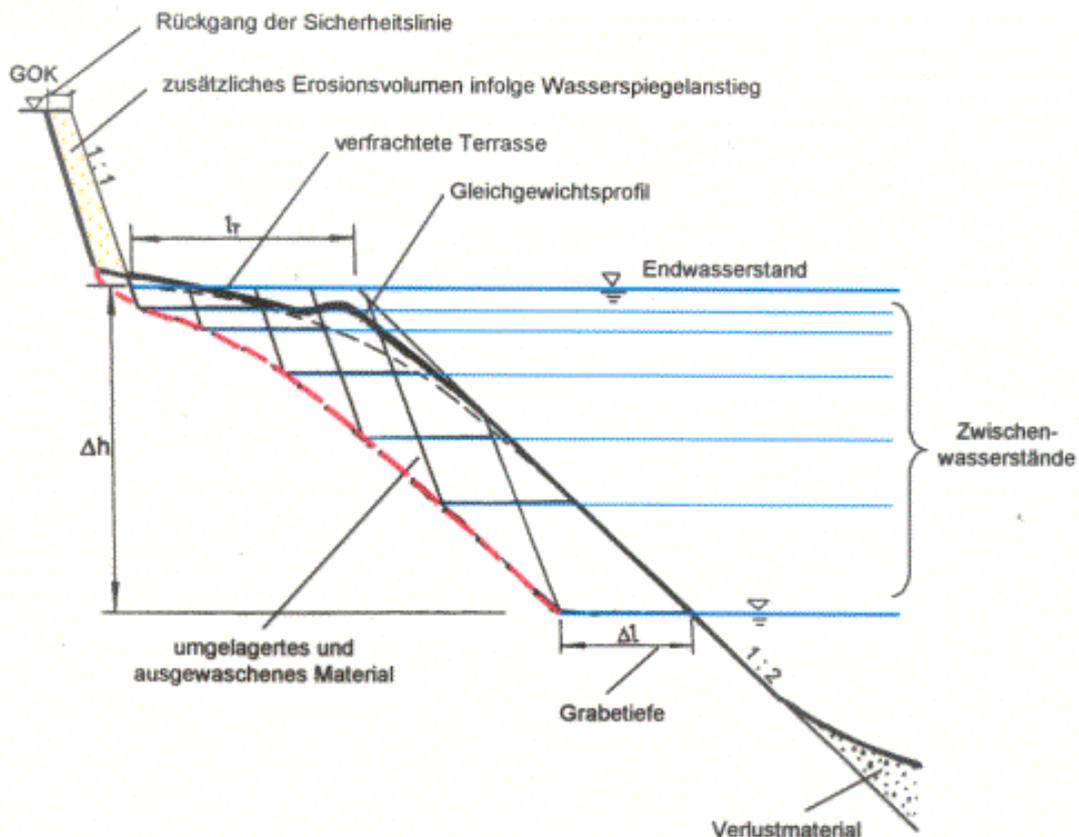


Abb. 7 Umgrabung der Tagebauböschung bei Wasseranstieg in der Füllphase

Obwohl sich die baulich vorgegebene Ausgangskontur (Oberwasserneigung 1:1; Länge der Terrasse in Höhe des Endwasserspiegels l_T ; Unterwasserneigung 1:2) während der Füllung bei fehlendem oder geringen Längstransport sich insgesamt kaum verändert hat, ist ein Bodenvolumen der Größe $V = \Delta h \cdot \Delta l \cdot \Delta L$ (ΔL Bereichslänge in Uferichtung) umgegraben worden. Dabei sind Feinkornanteile und lösliche Bestandteile zum großen Teil ausgewaschen worden.

Als Ergebnis dieses Vorganges ist feststellbar, dass das Ufermaterial im von Wellen umgegrabenen Bereich eine lockerere Lagerung als vorher einnimmt, dass Feinteile ausgeschwemmt und indifferent verfrachtet worden sind. Durch die Auswaschungen hat das wieder abgesetzte Material eine geringere Raumdichte und eine vergrößerte Durchlässigkeit.

Zusätzlich belastet das während dieses Vorganges chemisch gelöste Material die Wasserqualität. Da stets Uferquer- und Uferlängstransporte als untrennbare Einheit zusammen gehören, weist das relativ große Volumen des von Wellen gelöst und umgegrabenen Materials darauf hin, dass während der Füllungsphase gleichfalls bedeutende Längstransporte und dadurch bedingte Veränderungen der Seeufer stattfinden.

Uferlängstransporte

Für die uferparallele Sedimentbewegung wird nach dem Grundansatz entsprechend Abb.8 verfahren

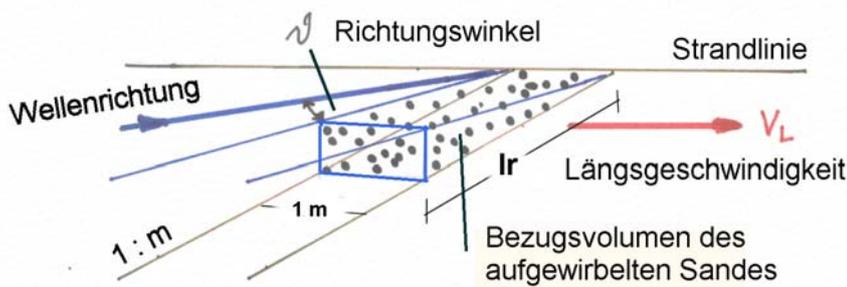


Abb. 8

Danach ergibt sich das Volumen des Sediments im Uferlängstransport aus dem im Bezugsvolumen auf dem Unterwasserhang aufgewirbelten Sandmaterial multipliziert mit der Belastungszeit und der Uferlängsgeschwindigkeit.

Für die Uferlängsgeschwindigkeit v_L wurde in Ansatz gebracht:

$$v_L \sim m \cdot T \cdot g \cdot \sin 2\delta$$

Dabei bezeichnen:

m [1]	die Strandneigung	$m = \text{ctg } \alpha$
T [s]	die Wellenperiode	
$\delta [^\circ]$	Richtungswinkel des Wellenanlaufes als Abweichung der Wellenrichtung von der Ufernormalen.	

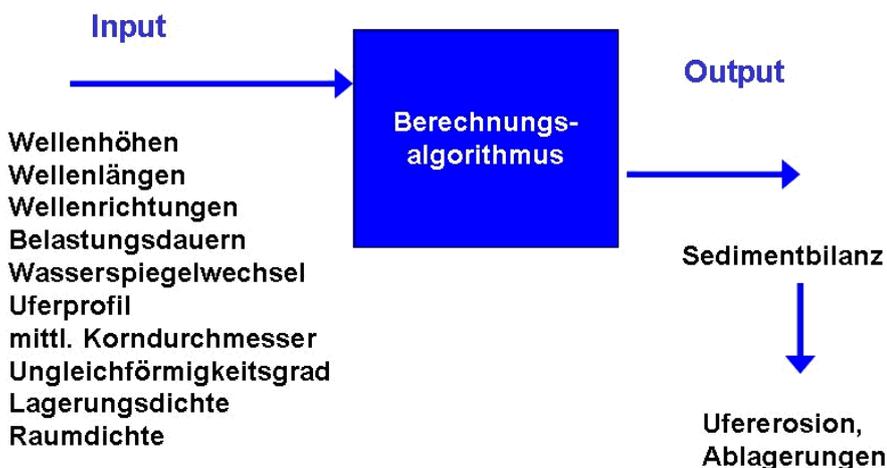


Abb.9

Berechnungsschema des Uferlängstransportes

Zusammen mit dreidimensionalen Modell-, mit Naturrecherchen und theoretischen Ansätzen entstand daraus ein Bestimmungssystem (siehe Abb.9), mit dem in Abhängigkeit von der Wellenbelastung (Wellenhöhen, Wellenlängen, Wellenrichtungen, Belastungsdauer), den Nutzungsanforderungen (Wasserspiegelwechsel), den Uferprofilen und den Kennwerten des Böschungsmaterials (mittlerer Korndurchmesser, Ungleichförmigkeitsgrad, Raumdichte, Lagerungsdichte) eine Sedimentbilanz ausgewiesen werden kann.

Grundsätzliche Möglichkeiten für Sicherungs- und Regulierungsmaßnahmen

Die Ergebnisse der Sedimentbilanz, d.h. Größe und Platzierung von Ufererosionen und Ablagerungen sind wiederum Maßstab für eventuell notwendige Bau- und Regulierungsmaßnahmen.

Insgesamt kommen dabei in Betracht:

- Standortverlagerungen,
- Abgrabungen, Abspülungen,
- Aufspülungen,
- Flächenaufgaben aus gröberem Material,
- Befestigungen (Steinbefestigungen, Matten, biologischer Verbau),
- Bühnen (Linear-, Sichel-, Haken- und T-Bühnen),
- Molenbauten,
- Unterwasserschwellen,
- Wellenbrecher,

sowie Kombinationen aus diesen Maßnahmen.

Grundsätzlich gibt es keine Standardlösungen. Die Auswahl der jeweiligen Maßnahme wird maßgeblich bestimmt durch die Sedimentbilanz (Menge, Richtung, Korngrößen), durch örtliche Besonderheiten, durch Kombination mit Mehrfachnutzungen, durch den Füllungszustand des Restsees, durch die Bewirtschaftungslamelle des Wasserspiegels und schließlich durch das Preis-Leistungs-Verhältnis.

Die Anwendung der entwickelten Methodik soll nachfolgend an drei realen Beispielen demonstriert werden.

Auslaufbucht Cospuden

Ausgangspunkt für Sedimentuntersuchungen von Bergbaunachfolgeseeen der Lausitz und Mitteldeutschlands war die Versandung der Auslaufbucht Cospuden (siehe Abb.10).



Abb.10

Auslaufbucht Cospuden

Der Cospudener See ist ein neues Naherholungsgebiet der Stadt Leipzig. Er liegt im südlichen Randgebiet der Stadtgrenze von Leipzig, hat eine Länge von ca. 4 km, eine Breite von ca. 2 km und Wassertiefen bis 54 m. Mit einer Wasserfläche von 4,3 km², einem Volumen von 109 Mio. m³ und einem Umfang von 10,4 km besitzt der Cospudener See den längsten Sandstrand Sachsens. Am Nordufer dieses Bergbaufolgesees war zur Anbindung an die Vorflut und zur Ableitung des vom See erwirtschafteten Überschusswassers eine Auslaufbucht hergestellt worden.

Als im August 2000 die Flutung abgeschlossen und der Endwasserstand erreicht wurde, war die gesamte Auslaufbucht für einen Durchfluss von 30 m³/min funktionsbereit und hatte keine erkennbaren Versandungen.

Bereits aber ein Jahr später, im November 2001, war das Gerinne durch massiven Materialeintrag fast völlig blockiert und funktionsunfähig (siehe Abb.11).



Abb. 11 versandeter Einlauf der Auslaufbucht

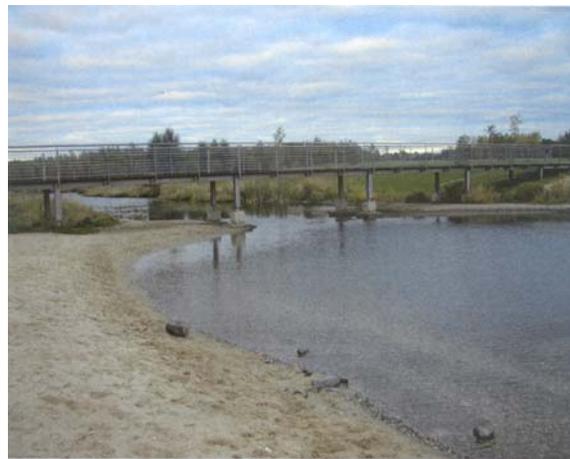


Abb. 12 Versandungen an der Fußgängerbrücke

Deutlich zu erkennen ist auf Abb.11 die ausgeprägte östliche Strandhakenbildung.

Es ist nur noch eine schmale flache Mulde im Einlaufbereich zu Wasseraustausch verblieben

Wie aus Abb. 12 ersichtlich, ist auch im Bereich der Fußgängerbrücke eine massive Verengung mit sehr feinkörnigem Material eingetreten.

Um die Funktionsfähigkeit wieder herzustellen wurden die eingetragenen Sande ausgebaggert.

Diese Maßnahme hatte jedoch nur kurzzeitig Erfolg.

Bereits im Oktober 2002 war ein erneutes Ausbaggern notwendig. Vor der Badesaison 2003 war die Auslaufbucht wiederum so erheblich versandet, dass erneut gebaggert werden musste.

Deshalb ist im Mai 2003 die Bucht nochmals geräumt worden. Gleichzeitig wurde an der Westseite der Bucht als Schüttung aus Wasserbausteinen eine ca. 15 m bis 20 m lange Buhne errichtet und die Böschungen auf der Ostseite der Bucht mit Wasserbausteinbelag gesichert.

2004 konnte festgestellt werden, dass westlich der Buhne Anlandungen zu verzeichnen waren, dass der Sandeintrag im vorderen Bereich reduziert wurde, dass aber im Bereich der Fußgängerbrücke erhebliche Einschnürungen auftraten und dass zusätzlich erhebliche Materialablagerungen unmittelbar nördlich der Brücke zustande kamen.

Um einen dauerhafteren Erfolg zu gewährleisten wurde Fluß- und Seebau Consult Potsdam von der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH (LMBV) beauftragt die physikalischen Ursachen für die feststellbaren Sedimenteinträge zu klären und abgeleitet daraus Vorschläge für Maßnahmen zur Gewährleistung von langfristig ausreichenden Abflussquerschnitten bei gleichzeitiger Stabilisierung und gleichbleibenden Strandbreiten im westlich und östlich angrenzenden Bereich zu erarbeiten.

Als Grundlage zur Entscheidungsfindung wurde eine Sedimentberechnung vorgenommen. Sie ergab, dass in einem mittleren meteorologischen Jahr aus West $307 \text{ m}^3/\text{a}$ und aus Ost $147 \text{ m}^3/\text{a}$ Sandmaterial eingetrieben werden. Außerdem werden ca. $50 \text{ m}^3/\text{a}$ Feinmaterial in die Auslaufbucht eingeschwemmt.

Weiterhin war feststellbar, dass mehr als 80 % des Sedimenttransportes bei Wellen mit Windgeschwindigkeiten bis zu 10 m/s (über Land) von statten ging. Über 95 % des Transportes wurden von Wellen mit Windgeschwindigkeiten bis zu 15 m/s indiziert.

Der überwiegende Transport des Feinmaterials ist allerdings an größeren Wellen und Windgeschwindigkeiten gebunden. Es vagabundiert dann mit allen auftretenden Strömungen und kann sehr weit verfrachtet werden.

Abb. 13 zeigt die Kornverteilungslinien von Ausgangs- und einem Sedimentmaterial, das aus der Wasserlinie der Anlandungen westlich der Buhne entnommen wurde.

Deutlich ist die Veränderung des Ausgangsmaterials erkennbar. Es fehlen im Sedimentmaterial der gesamte Feinkorn- sowie der Kiesanteil. Übereinstimmend mit der Sedimentberechnung folgt daraus, dass der Feinkornbereich (ca. 25 Gewichtsprozente) als Wellensuffosion ausgewaschen und anschließend als Scheinsuspension mit jeder auftretenden Strömung transportiert und zum Teil im Bereich der Fußgängerbrücke abgelagert wurde. Die Kiesfraktionen des Ausgangsmaterials sind in Bereichen unterhalb des Wasserspiegels abgesetzt worden.

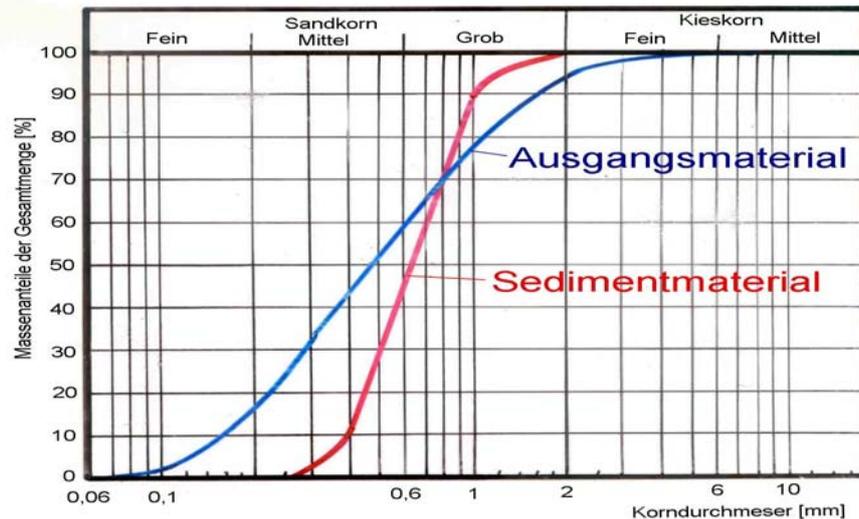


Abb.13 Vergleich der Kornverteilungslinien von Ausgangs- und Sedimentmaterial

Der Sanierungsvorschlag für die Gestaltung der Auslaufbucht Cospuden basiert auf der Arbeitsthese, dass die Einspülungen durch uferparallele Transporte durch ausreichend lange Grenzbuhnen nahezu verhindert und die ufernormalen Sedimenteintragungen durch eine Kopfschwelle vermindert werden können. Es wurde deshalb vorgeschlagen die östliche Randbuhne auf ca. 50 m Länge auszubauen, eine westliche Randbuhne von ca. 60 m Länge zu errichten und den Einlauf zwischen ihnen mit einer Gabionensohlenschwelle von ca. 30 m zu verbinden. Damit wird ein mehrjähriger Erfolg in Bezug auf die Verhinderung der Versandung durch den Uferlängstransport in Aussicht gestellt. Ebenso war eine effektive Verminderung der eingetriebenen Feinsande zu erwarten. Eine weitere Verbesserung kann ggf. durch weitere Verlängerung der westlichen Begrenzungsbuhne erreicht werden.

Der westlich anschließende Badestrand war weiterhin mit drei, der östliche Strandbereich mit einer Hakenbuhne zu stabilisieren.

Um auch Sandeinwehungen durch Wind weitgehend auszuschließen, wurde zusätzlich eine Heckenbepflanzung des Westbereiches der Auslaufbucht angeordnet.

Abb. 14 dokumentiert die Auslaufbucht nach Fertigstellung der Baumaßnahmen.



Abb.14 Ansicht des Gesamtprojektes

Der Blick auf den Einlaufbereich (Abb.15) sowie auf den Querschnitt der Fußgängerbrücke (Abb.16) zeigen, dass ein Jahr nach Fertigstellung keine Versandungen im Innenbereich erkennbar sind.



Abb.15 Auslaufbereich



Abb. 16 Bereich der Fußgängerbrücke

Das westlich der Auslaufbuch gelegenen Badeufer (Abb. 17) hat eine stabile Form angenommen.



Abb. 17 Badeufer Cospuden Nord

Nordostufer Markkleeberg

Der Markkleeberger See ist seit Juli 1999 aus der Flutung des Nordteils des ehemaligen Braunkohletagebaues Espenhain entstanden.

Mit einem Wasserspiegel auf Höhe 113,00 m NHN besitzt er eine Wasserfläche von 252 ha und ein Speichervolumen von 60 700 000 m³. Der See hat eine maximale Tiefe von 58 m und einen Umfang von 7,8 km. Im Mittelteil des Seegebietes befindet sich die Gezelauer Insel.

Das Nordostufer dieses Seegebietes war im Wasserwechselbereich mit Neigungen von 1:10 oder flacher gestaltet worden. In diese Böschungsbereiche waren in Abstimmung mit dem zuständigen Sachverständigen, Böden aus Geschiebemergel eingebaut worden.

Besonders im nördlichen Bereich dieses Uferabschnittes traten ab 2006 vermehrt Kliffabbrüche auf. Einen Höhepunkt erreichten diese Vorgänge mit dem Sturmtief Kyrill am 18.01.2007. Bei einem Wasserstand von 112,5 m NHN erfolgten in diesem Bereich Abbrüche mit bis zu 2 m Kliffhöhe. In den südlicheren Uferbereichen, insbesondere im Gebiet des Wachauer Strandes, wurden Kliffhöhen bis etwa 0,80 m registriert.

Als Sanierungsmaßnahme war der stark belastete nördliche Bereich auf ca. 400 m Länge mit einer Steinschüttung gesichert worden. In den südlichen Bereichen wurden z.T. großflächige Kiesauflagen (2/8 mm) angeordnet (siehe Abb.18).

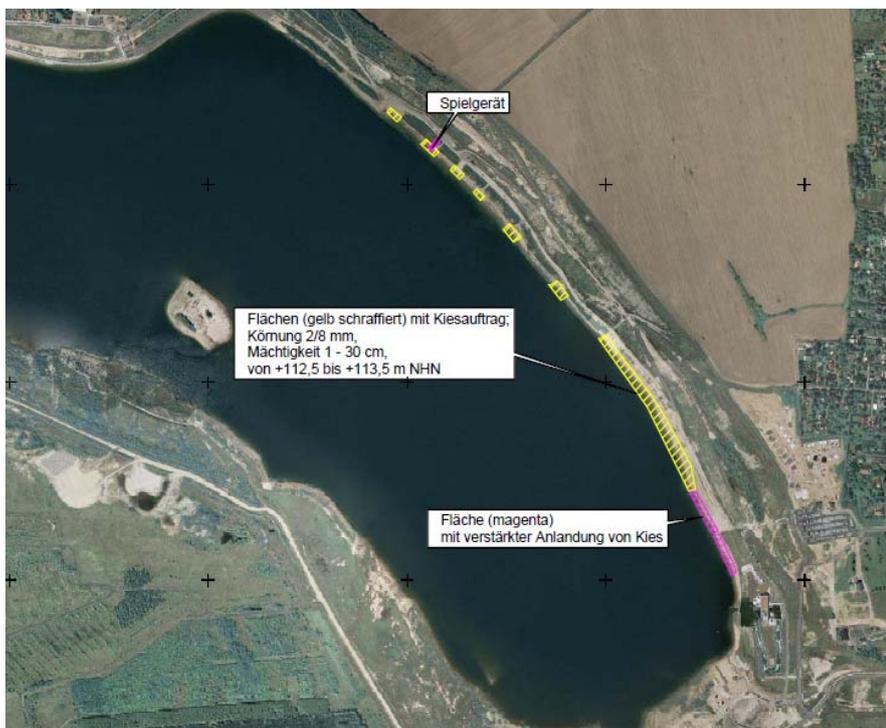


Abb.18 Nordostufer des Markkleeberger Sees mit Kiesbelegungen

Während der Bereich der Steinschüttung als sicher und stabil angesehen werden kann, waren vorwiegend im Bereich des Wachauer Strandes weitere Abbrüche zu verzeichnen (siehe Abbn.19 und 20).

Zu Beginn der Bearbeitung durch Fluß- und Seebau-Consult Potsdam sind zur genaueren Untersuchungen der aufgetretenen Erosionserscheinungen fünf Profilteilungen (siehe Abb.21) durchgeführt worden.



Abb.19 nördlicher Abschnitt mit Blick auf die Steinschüttung

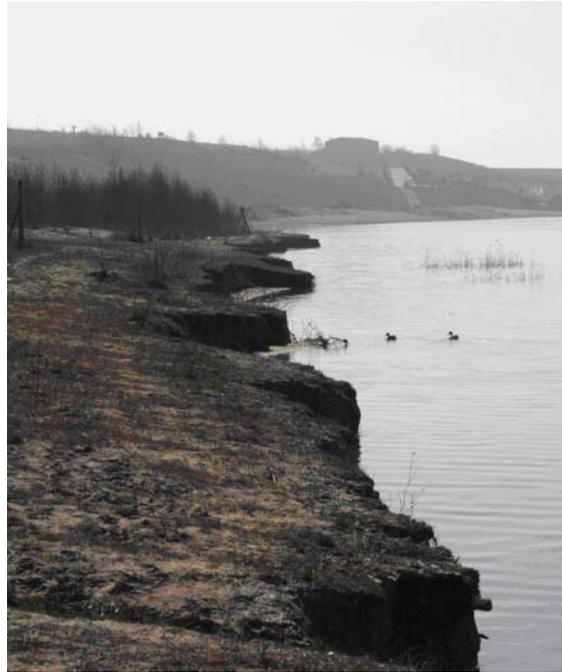


Abb.20 Abschnitt im mittleren Bereich des Nordostufers

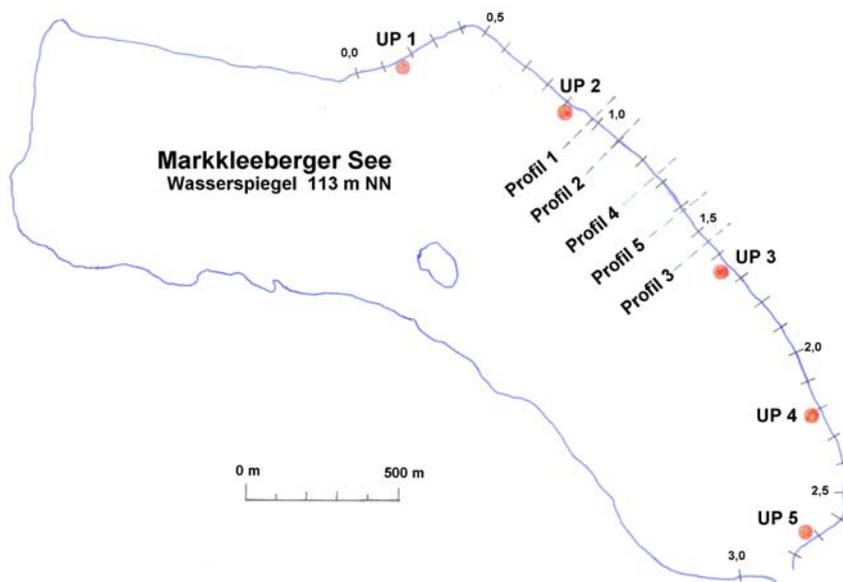


Abb. 21 Lage der Lotungsprofile und der Untersuchungspunkte am Markkleeberger Sees

Die Auswertung der aufgenommenen Profile ergab:

- Im seeseitigen Anschluss an die Kliffabbrüche hatten sich Unterwasserneigungen ausgebildet, die z.T. erheblich flacher waren, als die zunächst zur Sanierung eingebaute Neigung von 1:10
- Die flachsten Neigungen wurden in den nördlichen die geringsten in den südlichen Profilen registriert.
- In Profil 1 wurde eine Unterwasserneigung von 1:17,9 gemessen.
- Im Gegensatz zu den Neigungen wurden im Norden die geringsten und in den südlichen Profilen die größten Kliffhöhen festgestellt.
- Die größte Kliffhöhe bei den durchgeführten Profilaufnahmen wurde mit 0,82 m gemessen.

Aus dieser Sachlage konnte geschlussfolgert werden, dass die stattfindenden Erosionsvorgänge noch nicht abgeschlossen sind, dass sie sich über längere Zeit weiter fortsetzen und sich sogar in Richtung Süden intensivieren werden.

Letztlich ergab sich aus der Sachlage, dass das eingesetzte Mergelmaterial unter den hier vorliegenden Bedingung zur Ufersanierung ungeeignet war. Die ermittelte Gleichgewichtsneigung lag bei 1:18,6.

Zur Abschätzung der Auswirkungen möglicher Sicherungsmaßnahmen ist eine Sedimentbilanz für den untersuchten Uferbereich erstellt worden. Die Ergebnisse sind in Abb.22 detailliert dargestellt.

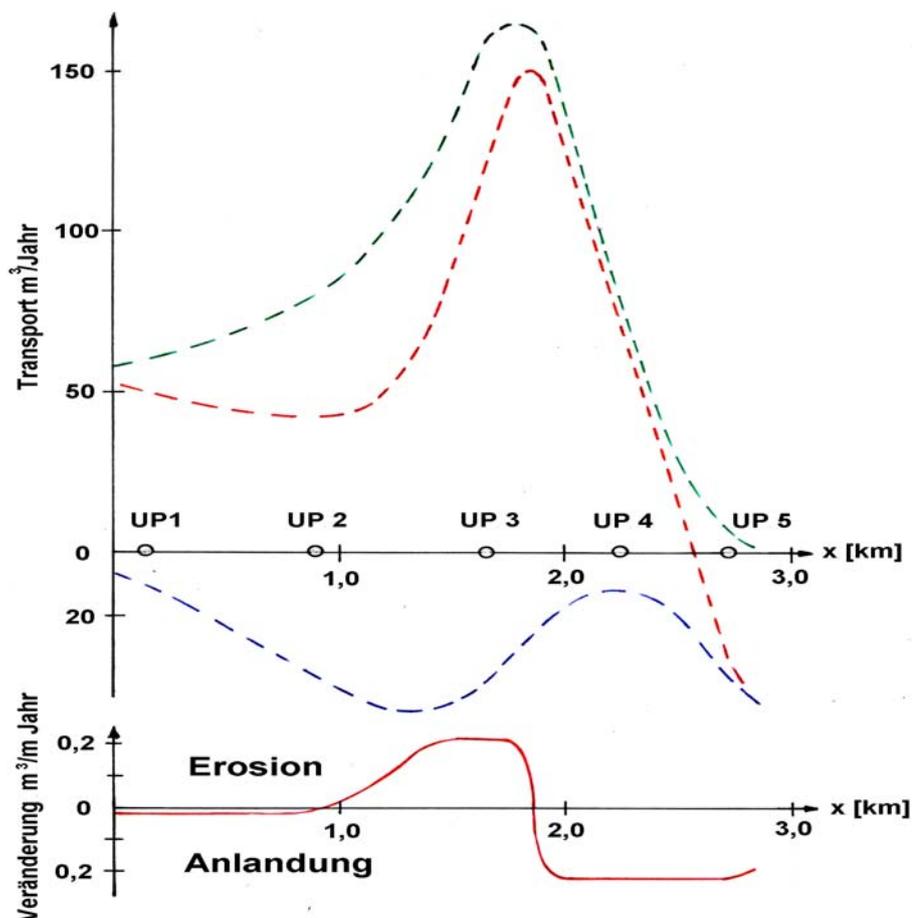


Abb. 22 Sedimentbilanz für das Nordostufer des Markkleeberger Sees (Bezugsdurchmesser 0,8 mm)

Die Auswertungen sind auf den Vergleichskorndurchmesser von 0,8 mm bezogen. Umrechnungen auf einen anderen Korndurchmesser D_{50} sind durch Multiplikation mit $\sqrt{0,0008 m/D_{50}}$ möglich.

Über der Kilometrierung (siehe Abb.22) sind auf der Ordinate die Transportraten M [m^3/a] in einem mittleren meteorologischen Jahr aufgetragen.

Die grün gestrichelte Kurve stellt den positiven, nach Südost gerichteten Transport dar.

Die blau gestrichelte Kurve zeigt die Werte des negativen, nach Nordwesten Uferlängstransportes.

Aus der Differenz beider Kurven ergibt sich der resultierende Transport M_R (rot gestrichelte Kurve in Abb. 22), der dann auch das Gesamtgeschehen in dieser Uferregion widerspiegelt

Abb.22 zeigt, dass am gesamten Nordostufer der resultierende Materialtransport nach Südost gerichtet ist. Bei km 2,57 durchschneidet die Kurve die x-Achse, d.h. in diesen Bereich wird von beiden benachbarten Uferregionen Material eingetragen.

Wird nun im Folgenden nicht die Menge des Sedimenttransportes, sondern die Änderung der Transportmenge nach dem Weg (x) betrachtet, so ist eine Veränderung nur durch Aufnahme von

Wellenwirkungen

Ufermaterial (Abrasion, Abbruch) bzw. umgekehrt durch Abgabe von mitgeführtem Material (Akkumulation, Auflandung) möglich.
Damit muss die Massenveränderung M_V die erste Ableitung des Gesamttransportes M_R sein.

$$M_V = dM_R/dx$$

Durch die auf dieser Basis von durchgeführten Recherchen erhält man letztlich Massen- bzw. Sedimentbilanzen für die untersuchten Uferabschnitte, die dann deutlich Abschnitte mit Abrasion und Akkumulation ausweisen.

Für den hier untersuchten Uferabschnitt des Bergbaunachfolgesees Markkleeberg ist das Ergebnis dieser Recherche ebenfalls in Abb.22 durch die im unteren Bereich abgebildete rote Kurve dargestellt worden.

Von km 0,88 bis km 1,85 existiert danach eine Erosionsstrecke mit Abtragswerten von $M_V = 0,21 \text{ m}^3/\text{m Jahr}$ an.

Sehr plötzlich, bei km 1,85, wechselt dann dieses Verhalten in etwa gleich große Werte der Anlandung ($M_V = 0,22 \text{ m}^3/\text{m Jahr}$), die dann den gesamten, verbleibenden südlichen Bereich des Nordostufers umfassen.

In Anbetracht des angestrebten Flächenerhaltes und der starken touristischen Nutzung wurde als Sanierungsmaßnahme im Bereich der Erosionsstrecke eine Uferabdeckung mit Grobsand vorgeschlagen.

Dazu ist zunächst mit einer Gleichgewichtsneigung von 1:10 das Grobsandmaterial im Bereich 0,25 m über und 0,40 m unter dem Wasserspiegel mit einer minimalen Schichtstärke von 0,20 m einzubauen. Im Bereich der Wassertiefen von 0,40m bis etwa 1,60 m ist das anstehende Mergelmaterial mit einer 0,05 m dicken Grobsandschicht zu überdecken (siehe Abb.23).

Bezogen auf einen Prognosezeitraum von 10 Jahren sind im Bereich von km 0.9 bis km 1,2 zusätzlich $1 \text{ m}^3/\text{m}$ und im Uferbereich km 1,2 bis km 1,9 $2 \text{ m}^3/\text{m}$ als Verschleißmassen einzubauen.

Profil 5

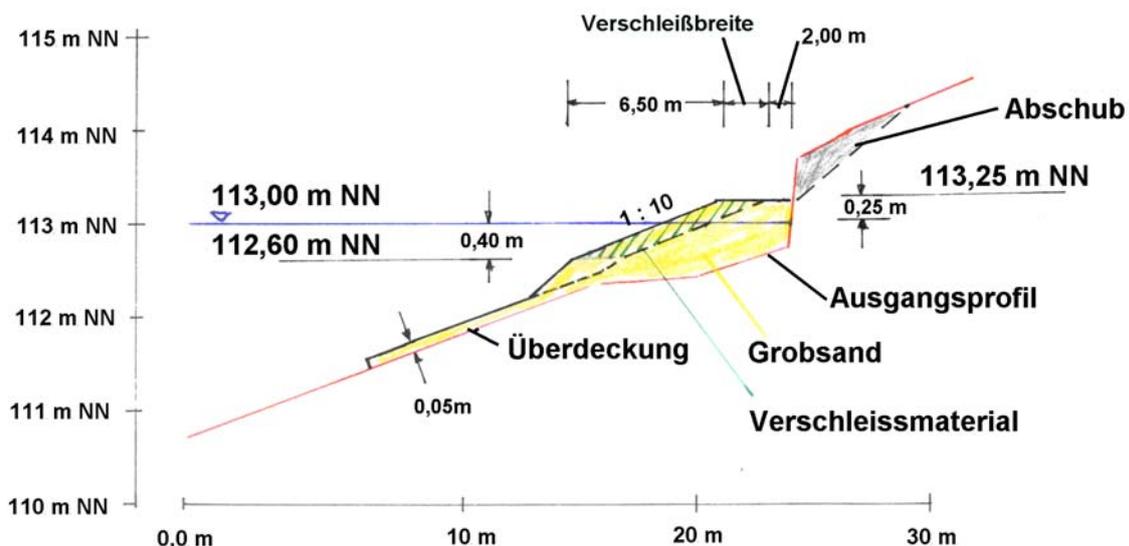


Abb. 23

Sanierungsprofil für das Nordostufer des Markkleeberger Sees

Alternativ oder in Kombination zu dieser Gestaltung wurde der Einsatz schwimmender Wellenbrecher vorgeschlagen.

Nordostböschung Seelhausener See

Der Seelhausener See ist ein Gewässer, das aus dem ehemaligen Braunkohlentagebau Rösa entstanden ist. Es gehört zum Seenverbund Goitsche und liegt knapp 10 km südöstlich von Bitterfeld. Die Flutung begann im Juli 2000 mit Muldewasser. Der See hat ein Volumen von 74 Mio. m³, eine Oberfläche von 6,22 km² und eine maximale Wassertiefe von 25 m.

Durch das Hochwasser im August 2002 kam es zu starken Erosionen im nördlichen Teil der Nordostböschung, wo durch Abspülungen ein ausgeprägtes Buchtenufer mit Rückverlagerungen der Böschungskante um ca. 150 m gebildet wurde (siehe Abb. 24).



Abb.24 Seelhausener See mit ausgeprägter Buchtenstruktur im nördlichen Uferbereich

Nach erfolgter Sanierung (Böschungsabgleich auf Neigungen von 1:12 bis 1:15) trat trotzdem starker Uferrückgang auf. Die dabei auftretenden Kliffe mit über 2 m Höhe (siehe Abb.25 u. Abb. 26) wurden in Bezug auf den starken Badebetrieb als akute Gefahr für die öffentliche Sicherheit angesehen.



Abb. 25 Kliffufer am Seelhausener See



Abb.26 Kliffufer am Seelhausener See

Sie sollen auf Anordnung der Bergbaubehörde vermieden werden. Maximal wird zukünftig eine Kliffhöhe von 0,50 m toleriert.

Fluss- und Seebau Consult Potsdam wurde deshalb von der LMBV beauftragt, ein Lösungskonzept zu erarbeiten, das Kliffhöhen über 0,50 m ausschließt, das die touristische Nutzung weitgehend begünstigt, das umweltverträglich ist und das schließlich mit relativ geringen Investitionen realisierbar erscheint.

Als Grundlage zur Bearbeitung wurde eine Sedimentbilanz für das gesamte Nordostufer erstellt. Die Ergebnisse sind aus Abb. 27 ablesbar.

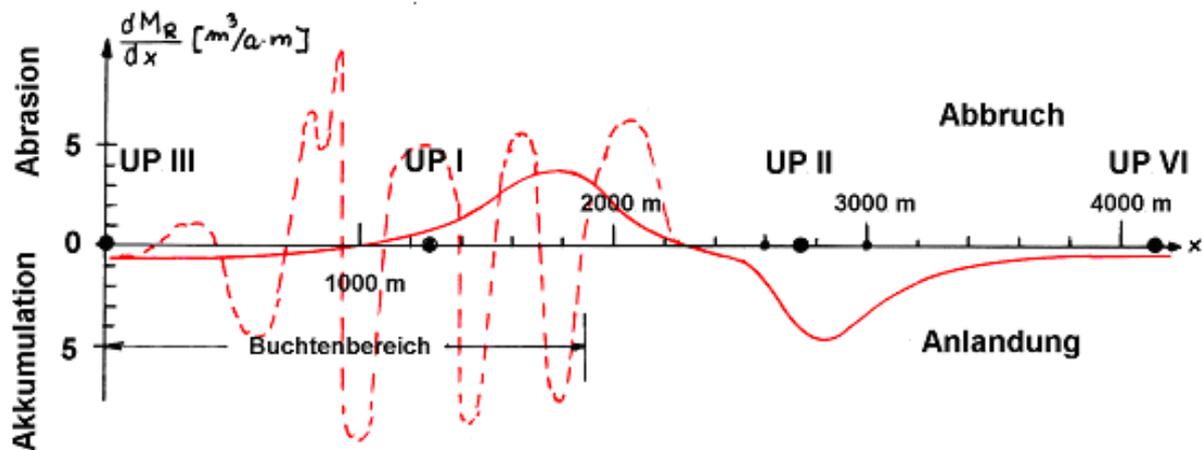


Abb. 27

Darstellung der Massenveränderung von Sediment bei einer ausgeglichenen Wasserlinie am Nordostufer des Bergbaunachfolgesees Seelhausen (Rösa)

Auf der Abszisse ist die Kilometrierung entlang des ausgeglichenen Ufers von NW nach SO aufgetragen. Auf der Ordinate wurde die Veränderung des Ufervolumens pro Breitenmeter pro Jahr dargestellt. Positive Werte stehen dabei für Abbruch und negative für Anlandungen.

Die gestrichelte Linie kennzeichnet dabei zunächst den Ausgangszustand mit voll ausgebildeten Buchten, die unmittelbar nach dem Hochwasser entstanden waren.

Demgegenüber stellt die ausgezogene Linie die Situation dar, die vorhanden ist, wenn die Buchten verfüllt und eine ausgeglichene Uferlinie vorhanden wäre.

Es ist feststellbar, dass zunächst im Buchtenbereich dieser Uferlinie lebhaftere Sedimentbewegungen mit Veränderungen des Ufervolumens bis $10 \text{ m}^3/\text{a} \cdot \text{m}$ zu erwarten waren. Sie beinhalten einen Strandrückgang von bis zu ca. $9 \text{ m}/\text{a}$ und Kliffbildungen von $0,8 \text{ m}/\text{a}$. Diese Vorgänge laufen mit der Tendenz die Buchten zu verfüllen und die Strandlinie auszugleichen.

Überlagert wird dieses Geschehen von dem langfristigen Trend, bei dem vom km 1 bis km 2,3 beachtliche Abrasionen (bis zu $3,7 \text{ m}^3/\text{a} \cdot \text{m}$) und vom km 2,3 bis km 3,5 erhebliche Anlandungen zu verzeichnen sind.

Aus der Abhängigkeit zwischen Ufervolumenveränderung und Kliffhöhe kann nun geschlussfolgert werden, dass bei einem vorgegebenen Prognosezeitraum von 10 Jahren und dem kritischen Wert der Kliffhöhe von 0,5 m die Volumenveränderung von $0,5 \text{ m}^3/\text{a} \cdot \text{m}$ nicht überschritten werden darf. Damit benötigt die gesamte Uferstrecke von km 0,8 bis km 2,3 zweckmäßige Sanierungsmaßnahmen.

Der Grundgedanke für das Sanierungskonzept besteht in dem Ansatz, dass dann ein Seeufer keine Kliffhöhen größer als 0,50 m ausbilden kann, wenn das Höhenniveau des beanspruchten Bereiches nicht mehr als 0,50 m über der Endhöhe des Gleichgewichtsprofil liegt. Da unter den vorliegenden Belastungsbedingungen die Endhöhe des Gleichgewichtsprofils mit 0,25 m angegeben werden kann, muss die Höhenkote des zu schaffenden Uferbereiches $0,25 \text{ m} + 0,50 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$ über dem Wasserspiegel, also auf 78,75 m NHN liegen.

Die notwendigen Breiten B dieses Plateaus werden dann durch die Geometrie des Gleichgewichtsprofils und durch die Erosionsvolumen bestimmt.

Es wird weiterhin dazu angenommen, dass die Abbruchprozesse nach ca. 10 Jahren weitgehend abgeklungen sind. Als zusätzliche Sicherheit und als Reserve für eine extensive touristische Nutzung

des gesamten Nordostufers wird eine zusätzliche Sicherheitsbreite S der Bemessung der Plateaubreite hinzugefügt. Damit entsteht ein Uferprofil, das in Abb. 28 schematisch dargestellt ist.

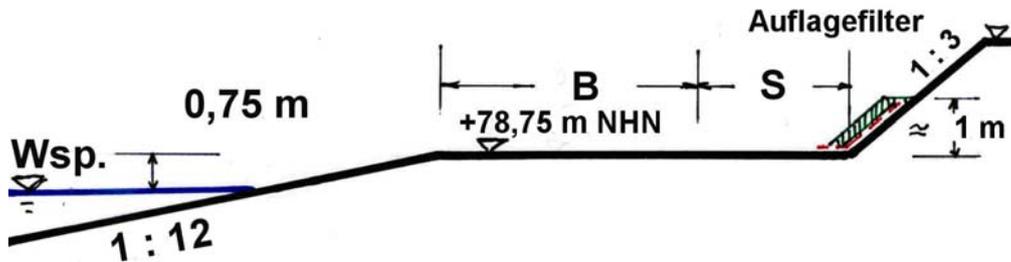


Abb.28 Sanierungsprofil für das Nordostufer des Seelhauser Sees

Wasserseitig beginnt es mit einer für die vorliegende Belastung und das anstehende Ufermaterial ausgewiesenen Gleichgewichtsnegung von $1:m_A = 1:12$, die bis zu einer Höhe von 0,75 m über den Wasserspiegel gezogen wird. Mit diesem Höhenniveau schließt sich der Plateaubereich, bestehend aus Verlust- (B) und Sicherheitsbreite (S) an.

Der Übergang an das anstehende Gelände wird mit einer Böschungsneigung von 1:3 hergestellt. Zum Erosionsschutz kann ggf. der Böschungsfuß mit einem Auflagefilter gesichert werden.

Die notwendigen Plateaubreiten, die sich durch Abgrabung und Aufschüttung ergeben, sind in Abb. 29 detailliert dargestellt.

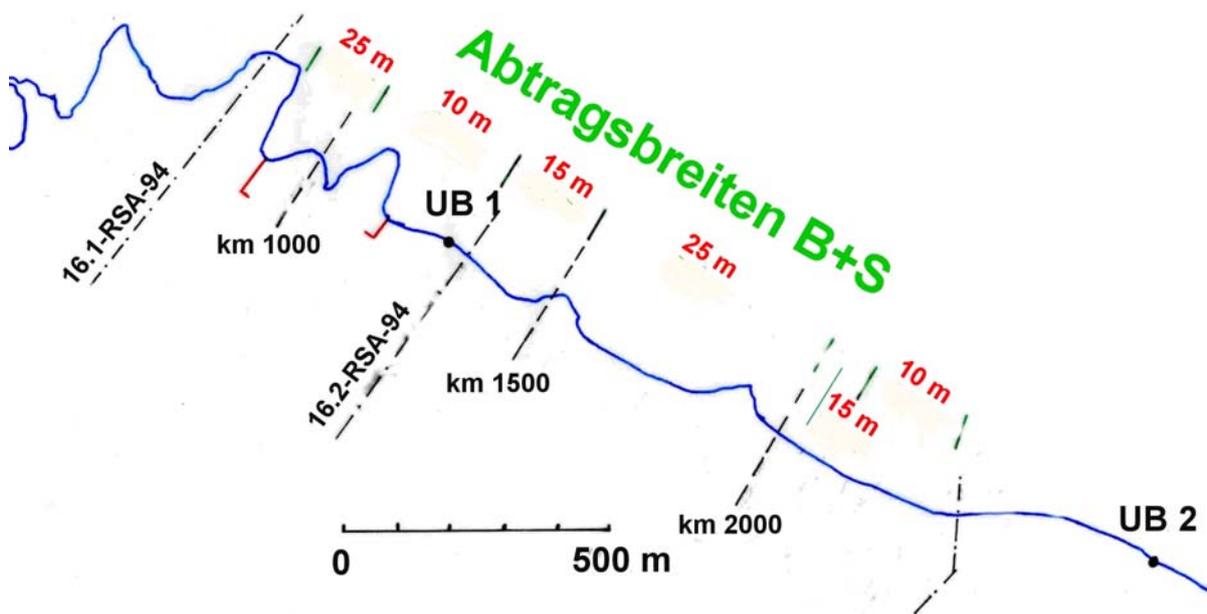


Abb. 29 Plateaubreiten des Sanierungsbereiches

Zum besonderen Schutz und zur zweckmäßigen Gestaltung des Hauptbadebereiches (um km 1000) wird dieses Gebiet durch zwei nach innen kehrende Hakenbuhnen geschützt (siehe Abb.29).

Auf der Basis der durchgeführten, detaillierten Kennzeichnung der Sedimentbewegungen konnte im vorliegenden Fall eine naturverträgliche, sich den Belastungsbedingungen anpassende Sanierung entwickelt werden, die Dank des Gestaltungswillens der LMBV zukünftig eine wesentlich verbesserte touristische Nutzung garantiert.