Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Empfehlungen E

Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz

Inhalt:

1. Einführung und Begriffe 354
   1.1 Vorbemerkung 354
   1.2 Formen und Konstruktionen 355
   1.3 Begriffsbestimmungen 356
2. Entwurf und Standsicherheit von Deckwerken 356
   2.1 Allgemeines zur funktionellen und konstruktiven Gestaltung von Deckwerken 356
   2.2 Standsicherheit von Deckwerken gegen Abrutschen und Abheben 357
      2.2.1 Standsicherheit eines offenen Deckwerks 357
      2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks 358
         2.2.2.1 Allgemeines 358
         2.2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen . . . 359
         2.2.2.3 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abheben und Abrutschen als Ganzes 361
         2.2.2.4 Dicke eines geschlossenen Deckwerks 362
   2.3 Bemessung von Filtern 363
      2.3.1 Grundsätze zur Filteranwendung 363
      2.3.2 Regeln für ungebundene Kornfilter 363
      2.3.3 Regeln für gebundene Kornfilter 364
      2.3.4 Regeln für geotextile Filter 365
   2.4 Folgerungen für die konstruktive Gestaltung von geschlossenen und offenen Deckwerken 367
      2.4.1 Gestaltungsgrundsatz: offene oder geschlossene Decken 367
      2.4.2 Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken 369
      2.4.3 Probleme mit Filtern unter offenen Pflasterdeckwerken 370
      2.4.4 Ermittlung der Deckwerkshöhe 370
      2.4.5 Oberer Deckwerksabschluß und Entlüftung 370
      2.4.6 Unterbau und Deckwerk 372
      2.4.7 Rauhdeckwerke 372
   2.5 Fußausbildung von Deckwerken 373
3. Konstruktion von Deckwerken 382
   3.1 Deckwerke in Asphaltbauweise 382
      3.1.1 Bauweisen 382
         3.1.1.1 Allgemeines 382
         3.1.1.2 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltbeton 382
         3.1.1.3 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltverguß 383
         3.1.1.4 Offene Deckwerke mit Asphaltverguß 385
         3.1.1.5 Offene Deckwerke mit Mastixgestein 385
         3.1.1.6 Schichten und Baukörper aus Bitumengesteinen 387
      3.1.2 Konstruktive Einzelheiten 387
         3.1.2.1 Fußausbildung 387
         3.1.2.2 Bermen- und Kronenausbildung 389
         3.1.2.3 Anschluß an Kleidecken 391
         3.1.2.4 Anschluß an starre Baukörper 391
         3.1.2.5 Durchwuchs von Pflanzen 392
      3.1.3 Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise 392
         3.1.3.1 Asphaltbeton 392

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

3.1.3.2 Arbeits- und Tagesnähte . . . 395
3.1.3.3 Asphaltverguß . . . 399
3.1.3.4 Asphalteingußdecken . . . 400
3.1.3.5 Mastixgestein . . . 401
3.1.3.6 Bitumengestein . . . 402
3.1.3.7 Unterwassereinbau von Asphaltgemischen . . . 402
3.1.4 Unterhaltung und Instandsetzung . . . 403
3.1.4.1 Asphaltbeton-Deckwerke . . . 403
3.1.4.2 Vergußbauweisen . . . 406
3.1.4.3 Mastixgestein . . . 407
3.2 Deckwerke in Betonbauweise . . . 407
3.2.1 Bauweisen . . . 407
3.2.1.1 Allgemeines . . . 407
3.2.1.2 Betonsteinpflaster . . . 408
3.2.1.3 Verklammerung und Vollverguß . . . 412
3.2.2 Konstruktive Einzelheiten . . . 412
3.2.2.1 Bermen-, Kronen- und Fußausbildung von Deckwerken in Betonsteinpflaster . . . 412
3.2.2.2 Verklammerung und Vollverguß von Deckwerken . . . 413
3.2.3 Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise . . . 414
3.2.3.1 Betonsteinpflaster und Betonformkörper . . . 414
3.2.3.2 Zementmörtelverguß, Mörtelbedarf und Einbauverfahren . . . 415
3.2.4 Instandhaltung von älteren Deckwerken aus Ortbeton oder Betonplatten . . . 419
3.3 Deckwerke aus Natur- und Schlackensteinen . . . 420
3.3.1 Allgemeines . . . 420
3.3.2 Filter, Unterbau . . . 420
3.3.3 Deckschicht . . . 421
3.3.4 Schüttstein-Deckwerk . . . 421
3.3.5 Deckwerk aus Steinsatz oder Pflaster . . . 423
3.3.6 Schotterbehälterbauweise . . . 424
3.4 Hinweise zur Bauausführung von Deckwerken . . . 424
3.5 Wiederverwendung von altem Deckwerksmaterial . . . 425
4. Andere Längswerke . . . 425
4.1 Strandmauern . . . 425
4.2 Betonformkörper zur Dünen- und Strandsicherung . . . 428
4.3 Sandgefüllte geotextile Bauelemente . . . 429
4.3.1 Geotextile Schläuche . . . 429
4.3.2 Andere geotextile Baukörper . . . 431
4.4 Pfahlschutzwerk . . . 432
4.5 Ufernahe Wellenbrecher . . . 432
4.5.1 Wirkungsweise . . . 432
4.5.2 Hinweise zur Gestaltung . . . 435
5. Kontrolle des Erhaltungszustandes und der Standsicherheit von Längswerken . . . 435
6. Beispiele ausgeführter Längswerke . . . 437
7. Schriftenverzeichnis und Normen . . . 466

1. Einführung und Begriffe

1.1 Vorbemerkung

Die in diesen Empfehlungen E behandelten Deckwerke und anderen Längswerke dienen der Küsten- und Ufersicherung im Interesse der Bestandserhaltung und des Sturmflutschutzes. Seit Mitte des 19. Jahrhunderts sind an sandigen deutschen Küsten massive Schutz- und Sicherungswerke in vielerlei Formen und Konstruktionen errichtet worden, z. B. auf der Insel Norderney seit 1858.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Bei einer Grundinstandsetzung alter Längswerke sollte stets untersucht werden, ob die alte Baukonstruktion zweckmäßig ist und beibehalten werden kann. Bei einer Umgestaltung und Erneuerung sollten alte intakte Baustoffe nach Möglichkeit wiederverwendet werden, ggf. nachdem sie dafür aufbereitet worden sind (s. Abschn. 3.5).

Planung und Bau neuer Längswerke setzen Untersuchungen über Ursachen und langfristige Auswirkungen der hydrologisch-morphologischen Gestaltungsvorgänge voraus. An Küsten mit alternierenden Abbruchs- und Anlandungsphasen ist durch Langzeituntersuchungen zu klären, wieweit es möglich ist, sich dem dynamischen Geschehen anzupassen und Abbruchsphasen ohne Eingriffe in die natürlichen Abläufe zu überstehen. Selbst bei kritischen Abbruchserscheinungen sollten massive Bauwerke nur geplant werden, wenn andere Schutzmaßnahmen wie Strandauffüllungen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht nicht oder allein nicht ausreichen.

Im Unterschied zu naturähnlichen Auffüllungen des Strandes können bei der Schaffung von massiven Bauwerken unerwünschte Nebenwirkungen wie Lee-Erosion und Wellenreflexion ausgelöst werden. Die naturähnliche Schutzmaßnahme einer Strandaufspülung ist auch aus Gründen des Umweltschutzes massiven Bauwerken in der Regel vorzuziehen. Trotzdem kann vielfach auf massive Schutz- und Sicherungswerke nicht verzichtet werden. Für deren Planung und Durchführung seien dem Ingenieur diese Empfehlungen an die Hand gegeben.

1.2 Formen und Konstruktionen

Deckwerke und andere Längswerke, wie Ufermauern und Sonderformen, haben als Strand- und Dünenschutz die Aufgabe, durch Brandung, Strömung und Eis gefährdete Ufer zu sichern oder Dünen gegen Abbruch und Erosion zu schützen. Sie werden im deutschen Küstengebiet in vielerlei Formen und Konstruktionen, meistens nach empirischen Bemessungsregeln entworfen. Die Übergänge zwischen „Deckwerk" und „Mauer" sind fließend. Steile Bauwerke werden vielfach als Mauern bezeichnet, obwohl sie von ihrer Konstruktion her Deckwerke sind. Häufig wurden Bauwerke nach Sturmflutschäden verändert wiederhergestellt, so daß Mischkonstruktionen entstanden.

In der Gegenwart werden flachgeneigte Deckwerke gegenüber steilen Bauformen bevorzugt, da sie relativ geringe Anforderungen an die Standfestigkeit des Bodens stellen und die Beanspruchung des Bauwerkes durch die Brandung aufgrund der flächenhaften Energieaufnahme erheblich geringer ist. Das flachgeneigte, in offener oder geschlossener Bauweise hergestellte Deckwerk stellt daher die Hauptgruppe der in diesem Abschnitt behandelten Längswerke dar. Strand- und Ufermauern, die bis Mitte dieses Jahrhunderts eine große Bedeutung im Küstenschutz hatten, werden heute nur noch selten gebaut. Anforderungen des Fremdenverkehrs können aber auch heute noch für den Bau einer Strand- oder Ufermauer sprechen, insbesondere dann, wenn die Örtlichkeit wegen des großen Platzbedarfs kein flaches Deckwerk zuläßt und die hydrodynamischen Belastungen gering sind.

Neben den genannten Deckwerken, Strand- und Ufermauern sollen in diesen Empfehlungen einige Sonderbauweisen kurz behandelt werden. Es sind dies insbesondere wellenbrecherartige, uferparallel angeordnete Sicherungsbauwerke auf dem Strand aus Betonformkörpern und sandgefüllte geotextile Bauelemente. Ferner werden ufernahe Wellenbrecher, die *vor* der Küste in mäßig tiefem Wasser liegen und von der Lage her ebenfalls Längswerke sind, in diesem Abschnitt erfaßt.

Allen hier behandelten Längswerken mit Ausnahme der Wellenbrecher ist gemeinsam, daß sie von ihrer Form und Anordnung her den küstenparallelen Sedimenttransport nicht

verzögern oder verhindern. Um den Küstenlängstransport zu beeinflussen, werden davor Buhnen gebaut (s. Empfehlungen F) oder Strandauffüllungen vorgenommen (s. Empfehlungen D).

1.3 Begriffsbestimmungen

Längswerke sind küstenparallel angeordnete Bauwerke zum Schutz von Stränden, Dünen, Vorländern, Deichen oder sonstigen Anlagen vor Brandung, Strömung und Eisangriff. Zu unterscheiden sind Deckwerke, Strandmauern und sonstige Längswerke.

Deckwerke sind Bedeckungen von Böschungen mit Baukörpern, die durch Verbund und/oder Gewicht den angreifenden Kräften Widerstand leisten (Abb. E 1).

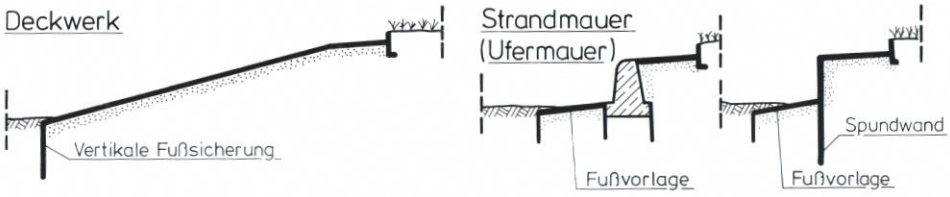


Abb. E 1. Deckwerk und Strandmauer (Systemskizze)

Strandmauern – auch Ufermauern – sind Stützmauern und andere wandartige Bauwerke zur Sicherung von Steilkanten. Sie sind ohne Hinterfüllung standsicher (Abb. E 1).

Als „sonstige Längswerke" werden ufernahe Schutzwerke in besonderen Bauweisen, z. B. aus Natursteinen, Betonformkörpern, Pfahlwänden, sandgefüllten geotextilen Bauelementen und dergleichen, bezeichnet. Ferner sind die der Küste vorgelagerten Wellenbrecher behandelt, die durch Verminderung der einlaufenden Seegangsenergie wirken.

Hinsichtlich der Ausbildung der Deckwerke wird unterschieden zwischen offenen (wasserdurchlässigen) und geschlossenen (wasserundurchlässigen) Bedeckungen (s. 2.4.1). Eine offene Bedeckung kann auch aus dichten Teilen mit wasserdurchlässigen Fugen bestehen.

2. Entwurf und Standsicherheit von Deckwerken

2.1 Allgemeines zur funktionellen und konstruktiven Gestaltung von Deckwerken

Ein Deckwerk muß gegen die äußeren Einwirkungen (s. Empfehlungen A) ausreichend bemessen werden. Hydrologische, topografische und morphologische Bedingungen, Bauweise und Zustand bereits vorhandener Anlagen und nicht zuletzt bautechnische und wirtschaftliche Überlegungen beeinflussen in vielfältigen Abhängigkeiten den Entwurf, so daß eine Normung allenfalls für einzelne Bauteile möglich ist. Deckwerke werden daher auch in Zukunft weitgehend nach Erfahrungswerten unter Beachtung bautechnischer Grundsätze entworfen werden müssen. Dabei sollen sie nicht nur den angreifenden Kräften standhalten, sondern auch so gestaltet sein, daß die Beanspruchungen großflächig verteilt werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Beanspruchungen durch brechende Wellen lassen sich durch eine flache Neigung mindern; bei Böschungen von 1:6 und flacher ist nicht mehr mit Sturzbrechern und den daraus resultierenden Druckschlägen zu rechnen [47]. Wellenauflauf, Wellenreflexion und Eisstoß werden ebenfalls durch eine flache Neigung des Deckwerks, die auch bodenmechanisch vorteilhaft gegenüber steilen Bauformen ist, verringert. Auch eine konvexe Formgebung des Deckwerks führt zu geringerer Wellenauflaufhöhe.

Eine Analyse der an Deckwerken aufgetretenen Schäden zeigt im wesentlichen die folgenden Ursachen:

- Hinterspülung durch Wellenüberlauf und Spritzwasser,
- Unterspülung des Deckwerksfußes,
- Zerstörung des Deckwerks durch Druckschläge,
- Zerstörung des Deckwerks durch Wasserinnendruck infolge wechselnder Wasserstände.

In konstruktiver Hinsicht sollte daher ein Deckwerk folgenden Anforderungen genügen:

- Die dynamische Belastung durch die Brandung, insbesondere durch Druckschläge, muß schadlos aufgenommen werden können.
- Eine hinreichende Sicherheit gegen Abrutschen und Abheben muß gegeben sowie eine die Standfestigkeit gefährdende Bodenerosion ausgeschlossen sein.
- Alle der Lastabtragung und Standsicherheit dienenden Bauteile haben eine ausreichende Langzeitbeständigkeit aufzuweisen.

Infolge Veränderung des Verhältnisses zwischen Lohn- und Materialkosten und des Fortschritts auf dem Baustoff- und Baugerätesektor sind die früher vielfach von Hand gesetzten, auf Mineralfilterschichten eingebauten, offenen Natursteindeckwerke, beispielsweise aus Basaltsäulen, weitgehend verdrängt und durch maschinell mit großer Tagesleistung kostengünstiger herstellbare, geschlossene Decken aus Asphalt oder Beton oder durch vergossene und vermörtelte Natursteindecken ersetzt worden.

Wirtschaftliche Gesichtspunkte beeinflussen erheblich die Entscheidung für ein offenes oder ein geschlossenes Deckwerk. Bei maschinellem Einbau bilden die Kosten für das Material und dessen Transport einen wichtigen Faktor. Hinzu kommen auch die örtlichen Gegebenheiten. Starker Grundwasserandrang wird eher zugunsten offener Deckwerke entscheiden lassen. Wichtig ist auch die mögliche Entwicklungsbreite; denn je größer diese ist, um so flacher kann ein Deckwerk gebaut werden und desto eher ist eine offene Bauweise angebracht, weil dann die Beanspruchungen geringer werden.

2.2 Standsicherheit von Deckwerken gegen Abrutschen und Abheben

2.2.1 Standsicherheit eines offenen Deckwerks

Die Standsicherheit eines Deckwerks gegen Abrutschen auf der Böschung kann als Verhältnis der zurückhaltenden zu den rutschungsfördernden Kräften (Abb. E 2) wie folgt angegeben werden:

$$\eta = \frac{T}{g \cdot \sin \beta + S} = \frac{N \cdot \tan \psi + c \cdot e}{g \cdot \sin \beta + S} \qquad (1)$$

Dabei ist $g = b \cdot e \cdot \gamma'$ (je m in Längsrichtung) mit γ' als Wichte unter Auftrieb, weil davon auszugehen ist, daß der Außenwasserspiegel zwischen den Lagen 1 und 2 (Abb. E 2) mit der Wellenbewegung oszilliert, das unterhalb des Ruhewasserspiegels in den Poren der

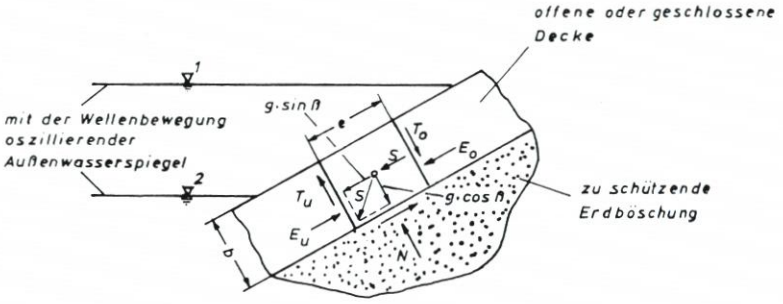


Abb. E 2. Erläuterung zur Standsicherheit eines Deckwerks auf einer Erdböschung

Decke enthaltene Wasser jedoch dem schneller fallenden Außenwasser nicht folgen kann. Es verbleibt daher in den Poren, womit sich der kleinste Wert von N ergibt.

Aus dem gleichen Grunde muß dann auch die Strömungskraft S als abtreibende Kraft zusammen mit $g \cdot \sin \beta$ im Nenner von (1) angesetzt werden, weil das Wasser in den Poren der Decke böschungsparallel abzufließen bestrebt ist und dabei Reibung in der Größe von $S = B \cdot e \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta$ auf diese ausübt. Gegebenenfalls ist hier noch eine Schleppkraft des auf der Böschungsoberfläche abfließenden Wassers zu addieren. φ und c sind die Scherparameter des Deckwerks oder der Böschung selbst, je nachdem welche ungünstiger sind und auf der sicheren Seite liegen. Auch ist hier der Reibungsbeiwert zwischen einem geotextilen Filter und dem angrenzenden Material zu berücksichtigen, sofern das zum ungünstigsten Wert T führt. Die Wirkung der Seitenkräfte T_o, T_u, E_o, E_u auf den Teil der Decke $b \cdot e$ (je m in Längsrichtung) wird vernachlässigt, was zulässig ist, wenn $b \cdot e$ ein Teil aus einer langen, gleichartig beanspruchten Schicht ist, bei der sich Schichtdicke und Beanspruchung der Schicht aus dem Sickerwasserüberdruck nur sehr allmählich ändern. Damit folgt aus (1)

$$\eta \cong \frac{b \cdot \gamma' \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi + c}{b\,(\gamma' + \gamma_w) \cdot \sin \beta} \tag{2}$$

und für $c = 0$, wie es bei offenen Deckwerken stets der Fall sein wird sowie mit $\gamma' \cong \gamma_w$ (z. B. nicht für NA-Steine)

$$\eta \cong \frac{\tan \beta}{2 \cdot \tan \varphi}$$

Für $\eta = 1$ führt dies zu der bekannten Bedingung für die örtliche Standsicherheit des oberen Bereichs einer Hangquelle $-\tan \beta < \tan \varphi/2$, wo das Sickerwasser ebenfalls eine böschungsparallele Richtung hat (Abb. E 3).

Beispiel: für $\varphi = 35°$ und $\eta = 1$

$$\tan \beta = \frac{\tan \psi}{2} = \frac{0{,}7002}{2} = 0{,}3501 = \frac{1}{2{,}86} \cong 1:3$$

2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks

2.2.2.1 Allgemeines

Geschlossene Deckwerke müssen für den Überdruck des Grund- oder Sickerwassers in der zu schützenden Erdböschung bemessen werden. Größe und Wirkdauer dieses Wasser-

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

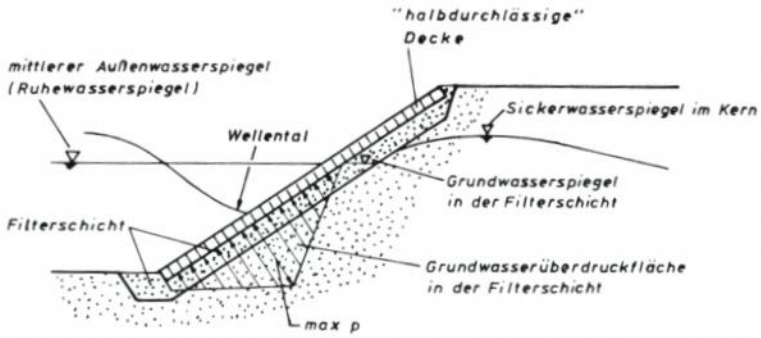


Abb. E 3. Grundwasserüberdruck unter einem „halboffenen" Deckwerk auf einer Filterschicht, d. h. bei Nichteinhaltung der Filterregeln in der obersten Schicht der Decke

überdruckes hängen von der Charakteristik kritischer Tiden ab. Insbesondere im Falle von Sturmtidenketten kann der Grundwasserspiegel hinter einem geschlossenen Deckwerk durch von außen einsickerndes Wasser stark ansteigen. Die bei fallendem Außenwasser auftretenden Innenwasserdrücke unter dem Deckwerk, die ihrerseits wieder von der Durchlässigkeit des Bodens abhängen, vermindern die mögliche Reibungskraft zwischen dem Deckwerk und dem darunterliegenden Material. Wenn dabei die Komponente des Eigengewichtes der Decke in Richtung der Böschung die mögliche Reibungskraft übersteigt, treten im Deckwerk zusätzliche Beanspruchungen auf, die zu dessen Abrutschen führen können.

Mit den folgenden Angaben über die Bemessung von Deckwerken für die Belastung durch Grundwasser, das höher als das Außenwasser steht, werden zwei Ziele verfolgt: Einmal sind sie eine wesentliche Grundlage für die Beurteilung der zweckmäßigen konstruktiven Gestaltung von Deckwerken. Insoweit besteht ihr Nutzen weniger in der Berechnung quantitativer Größen als in qualitativen Angaben, welche die Ableitung von Konstruktionsgrundsätzen gestatten. Zum anderen gibt es Einzelfälle, die eine quantitative Berechnung erfordern, beispielsweise im Zusammenhang mit dem Abschnitt 2.4.2, „Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken", weil dabei die angreifenden Wasserdrücke relativ genau ermittelt werden können. Diese Unsicherheit bei der Ermittlung der Belastung aus der Höhendifferenz zwischen dem nicht stationären Grundwasserspiegel und dem Außenwasser bei geschlossenen Deckwerken trägt die Praxis Rechnung, indem nur oberhalb MThw ein geschlossenes, darunter aber ein offenes Deckwerk angeordnet wird.

2.2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen

Wird das Deckwerk als dicht angesehen, so folgt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung (nach Abb. E 2) parallel zur Decke für ein Teilchen mit dem Gewicht g

$$g \cdot \sin \beta - N \cdot \tan \varphi - c \cdot e + E_o - E_u = 0 \qquad (3)$$

Im Unterschied zum vorigen Abschnitt empfiehlt es sich, wegen der Schwierigkeiten, die hier mit der Anwendung des Archimedischen Prinzips verbunden sind, $g = b \cdot e \cdot \gamma_b$ zu setzen und die auf $b \cdot e$ wirkenden Wasserdrücke zu berücksichtigen, anstatt eine Strömungskraft S anzusetzen. γ_b ist dann die Wichte der Abdeckung ohne Auftriebsabzug.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

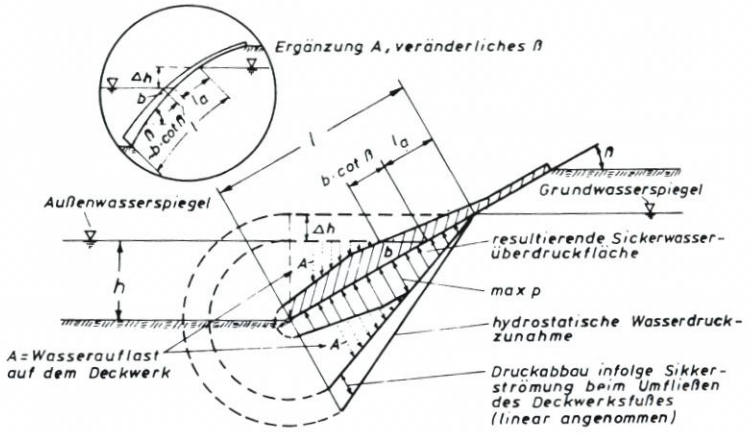


Abb. E 4. Erläuterung zur Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks

Das Volumen b · e kann – wie im vorigen Abschnitt – als Teil einer langen, näherungsweise gleichartig beanspruchten Schicht angesehen werden, so daß wieder $E_o = E_u$ (und $T_o = T_u$) wird.

Die Normalkraft N (Abb. E 4 und E 5) ist

$$N = b \cdot e \cdot \gamma_b \cdot \cos \beta - \max p \cdot e \tag{4}$$

Für die Scherparameter φ und c gilt wieder, daß die ungünstigsten der beteiligten Werte zu verwenden sind. Die Kohäsion wird dabei praktisch immer gegenüber der Reibung vernachlässigt.

Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich aus (3) und (4)

$$\max p = b \cdot \gamma_b \cdot (\tan \beta - \tan \varphi) \cdot \frac{\cos \beta}{\tan \varphi} \tag{5}$$

Um die gesuchte Dicke b der Decke ermitteln zu können, muß der maximale Grundwasserüberdruck max p, in dem b ebenfalls enthalten ist, unabhängig von (5) ausgedrückt werden. Das geschieht (Abb. E 4) wie folgt:

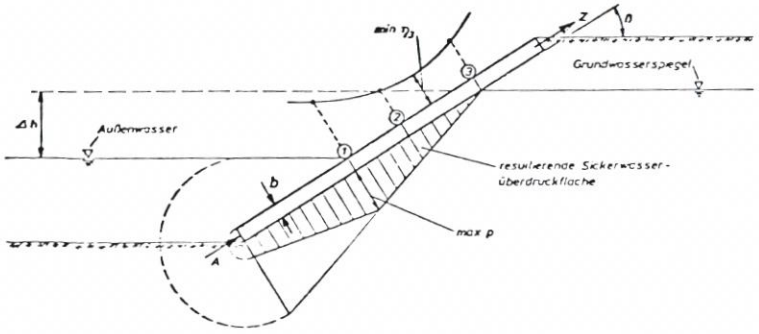


Abb. E 5. Erläuterung zur Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen als Ganzes

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

$$\max p = [(\Delta h + b \cdot \cos \beta) - \frac{l_a + b \cdot \cot \beta}{l} \cdot \Delta h] \cdot \gamma_w \tag{6}$$

Aus (5) und (6) folgt dann

$$b = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \left(1 - \frac{l_a}{l}\right)}{\left[\gamma_b \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \varphi}\right) - \gamma_w \left(1 - \frac{\Delta h}{l \cdot \sin \beta}\right)\right] \cdot \cos \beta} = b_1 \tag{7}$$

Diese Deckendicke b ist bei einfacher Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Böschung an der Stelle des höchsten Sickerwasserüberdruckes max p erforderlich, sofern dieses Teilchen nicht von den Nachbarbereichen der Decke gestützt wird, d. h., wenn diese nicht in der Lage ist, Längskräfte zu übertragen.

2.2.2.3 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abheben und Abrutschen als Ganzes

Für den Fall, daß das Deckwerk Längskräfte überträgt, aber keine Biegesteifigkeit besitzt, muß an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes max p ausreichende Standsicherheit gegen Abheben der Decke von der Böschung vorhanden sein. Sonst wäre zu befürchten, daß sich unter den abgehobenen Deckenteilen die Sandoberfläche der Böschung unter Sickerwassereinfluß verformt und sich die Decke nach Abbau des Sickerwasserüberdruckes nicht wieder gleichmäßig auflegen kann, so daß z. B. Wellendruckschläge zu Zerstörungen führen.

Aus einer Gleichgewichtsbetrachtung senkrecht zur Decke folgt

$$b = \frac{\max p}{\gamma_2 \cdot \cos \beta} \tag{8}$$

und mit (6) für max p ergibt sich

$$b = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \left(1 - \frac{l_a}{l}\right)}{\left[\gamma_b - \gamma_w \left(1 - \frac{\Delta h}{l \cdot \sin \beta}\right)\right] \cdot \cos \beta} \tag{9}$$

Die Anordnung der Deckendicke b an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes max p erfüllt allerdings nur eine erforderliche Bedingung. Zusätzlich ist in diesem Falle nachzuweisen, daß die Decke als Ganzes ausreichende Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Böschung besitzt. Wenn dann, wie bei Klei, keine Zugfestigkeit angesetzt werden darf, ist wie in Abbildung E5 zu verfahren: Zunächst wird für verschiedene Stellen n die maßgebende Sickerwasser-Überdruckfläche ermittelt (s. 2.2.2.4). Auf der Abbildung ist die Überdruckfläche für die Stelle n = 1 dargestellt. Für den Bereich unterhalb der Stelle n wird dann die Abrutschsicherheit zu

$$\eta = \frac{(G_n \cdot \cos \beta - P_{wn}) \cdot \tan \varphi + A}{G_n \cdot \sin \beta} \tag{10}$$

ermittelt. G_n ist dabei das Deckengewicht unterhalb der Stelle n – ohne Auftriebsabzug –, P_{wn} die entsprechende Resultierende der Sickerwasser-Überdruckfläche, A eine Stützkraft, z. B.

aus einer Fußspundwand und Wasserdruck an dieser Stelle. Maßgebend ist dann der Minimalwert von $\eta_{3n} = \min \eta_3$. Durch diese Verfahrensweise werden die Teile der Böschungsbefestigung ausgeschlossen, die ihre Reserve an Abrutschstandsicherheit oberhalb der Kote von $\min \eta_3$ über Zug nach tiefer liegenden Bereichen abgeben müßten. Besitzt die Decke Zugfestigkeit, so vereinfacht sich die Berechnung entsprechend, weil dann das Gewicht der gesamten Decke G, gegebenenfalls auch eine Zugverankerungskraft Z angesetzt werden darf und lediglich die ungünstigste Wasserdruckfläche, die zu max P_w führt, nach Abbildung E5 zu ermitteln ist:

$$\min \eta = \frac{(G \cdot \cos \beta - \max P_w) \cdot \tan \varphi + A + Z}{G \cdot \sin \beta} \tag{11}$$

2.2.2.4 Dicke eines geschlossenen Deckwerks

Zur Ermittlung der Dicke einer Decke nach den Formeln (7), (9) und (11) müssen für die fallenden Außenwasserstände die gleichzeitig auftretenden Sickerwasserdrücke Δh in m Wassersäule in der geodätischen Höhe der Außenwasserstände bekannt sein. Eine vereinfachte Darstellung von Δh ist in Abb. E 4 für linearen Druckabbau bei der Umsickerung der Decke angegeben. Dabei ist zu beachten, daß die geodätische Höhe des Außenwasserspiegels nicht mit dem mittleren Ruhewasserspiegel vor dem Deich identisch ist, sondern der Außenwasserspiegel nach Ablaufen einer Welle, d. h. entsprechend dem Wellental, berücksichtigt werden muß. Insofern sind die Differenzwerte zwischen Außen- und Grundwasserspiegel um die halbe Wellenhöhe vergrößert worden.

Die größte Dicke einer dichten Decke ist am Böschungsfuß erforderlich (Abb. E 6). Sie ergibt sich, wie der größte Sickerwasserüberdruck max p, immer in einer mittleren Höhenlage zwischen höchstem Sickerwasserspiegel hinter dem Deckwerk und dem tiefsten Außenwasserspiegel. Die Ermittlung entsprechender Grund- und Außenwasserstände ist schwierig. Oft müssen auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden. Die daran anzuschließende Ermittlung der nicht stationären Sickerwasserströmung in der zu schützenden Erdböschung ist eine Funktion der wechselnden Außenwasserstände. Derartige Untersuchungen lassen sich unter Anwendung der rechnerischen Methode der finiten Elemente oder mit

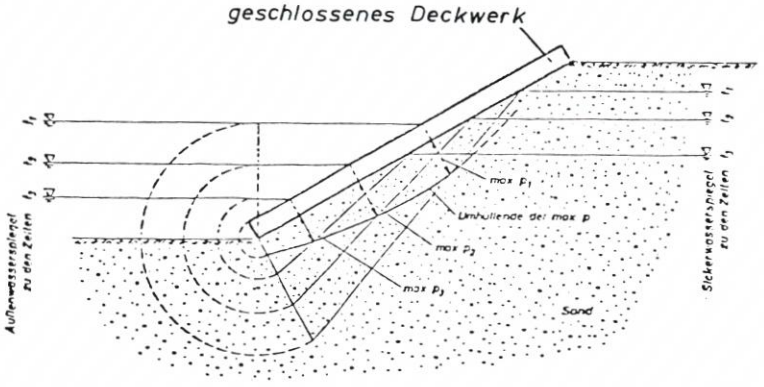


Abb. E 6. Ermittlung der maximalen Sickerwasserüberdrücke max p nach Größe und Ort für korrespondierende Sicker- und Außenwasserspiegellagen

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Analogrechnern ausführen, wobei in jedem Falle die Berücksichtigung des kapillaren Wasserhaltevermögens des Bodens nur ungenau möglich ist.

2.3 Bemessung von Filtern

2.3.1 Grundsätze zur Filteranwendung

Offene Deckwerke erfordern den Einbau von Filtern, um ihre Funktionsfähigkeit und ihre Standfestigkeit zu erhalten. Filter als Grenzschicht zwischen dem Deckwerk und dem zu schützenden Erdkörper müssen so aufgebaut sein, daß

- ein ausreichendes Bodenrückhaltevermögen vorhanden ist, damit durch Sickerwasserströmungen und durch Turbulenzeintrag brechender oder ausbrandender Wellen keine Bodenteilchen aus dem tragenden Untergrund herausgelöst werden (Sperrbedingung), und
- ein günstiges Wasserdurchlässigkeitsverhalten ohne nennenswerten Durchflußwiderstand gegeben ist, so daß sich auch bei plötzlichem Abfall des äußeren Wasserspiegels kein für das Deckwerk schädlicher Wasserdruck einstellen kann.

Ferner darf durch den Deckwerks- und Filteraufbau die Standfestigkeit von Böschungen nicht durch hydraulischen Grundbruch gefährdet werden. Diese Bedingungen sind materialunabhängig und können sowohl durch Kornfilter – ungebundene oder gebundene – wie auch durch geotextile Filter erreicht werden.

2.3.2 Regeln für ungebundene Kornfilter

In der Vergangenheit sind eine Reihe von Filterregeln – zum größten Teil experimentell – entwickelt worden, von denen einige angegeben werden.

Dabei bedeuten D die Korndurchmesser des Filtermaterials und d die des auszufilternden Bodens. U_D und U_d sind die entsprechenden Ungleichförmigkeitszahlen D_{60}/D_{10} bzw. d_{60}/d_{10}. Vom US Bureau of Reclamation wird vorgeschlagen, gleichzeitig einzuhalten

$$\text{bei } U_d < 5: \qquad 5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$$

$$\text{bei } U_d > 5: \qquad 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \qquad\qquad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

wobei im Filter keine Steine > 65 mm und nicht mehr als 5 % mit $d < 0{,}074$ mm, d. h. $d_5 < 0{,}074$ mm, enthalten sein dürfen.

Die Regeln vom US Corps of Engineers sind

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \qquad \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \qquad \frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$$

Nach Terzaghi und Peck (1961) soll sein:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \ldots 5 \qquad \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \ldots 5$$

In diesem letzteren Fall soll $D_{15} < a \cdot d_{85}$ die Sperrbedingung erfüllen, daß kein feines Bodenkorn in die Poren des Filters wandert, und $D_{15} > b \cdot d_{15}$ die rückstaufreie Wasserabführung gewährleisten, dabei sind a und b mit 4 bis 5 anzusetzen.

Um arbeitsintensive Stufenfilter aus mehreren Filterschichten zu vermeiden, die besonders nach der verhältnismäßig strengen Formel von TERZAGHI und PECK erforderlich sind, werden auch Mischkiesfilter verwendet, in denen sich eine stabile Formverteilung erst während ihrer Durchströmung einstellt. Zum Beispiel wird für Mischkiesfilter nach der Empfehlung der EAU folgende Rezeptur angegeben:

$$\begin{aligned} 1\ m^3 &\text{ aus } d = 30 \ldots 50 \text{ mm Körnung} \\ + 0{,}35\ m^3 &\text{ aus } d = 7 \ldots 15 \text{ mm Körnung} \\ + 0{,}28\ m^3 &\text{ aus } d = 1 \ldots 3 \text{ mm Körnung} \end{aligned}$$

Diese Mischung ist stabil gegen Mittelsand mit einer mittleren Korngröße von d = 0,5 mm. Die Stabilität gegen Feinsand erfordert das Vorschalten einer Lage Mittelsand.

Die angegebenen Formeln sind nicht für alle Fälle erprobt, in denen das Vorzeichen des Sickerströmungsgefälles wechseln kann. Bei offenen Deckwerken an der Küste ist jedoch gerade dieser Fall gegeben. Er ist insofern ungünstiger, als eine Stabilisierung der Filterwirkung nach anfänglicher Auswaschung von feinen Bodenteilchen (Kontaktsuffusion) hier erschwert wird, die sich bei richtungskonstanter Sickerströmung im Boden an der Schichtgrenze zum Filter mit der Zeit häufig einstellt. Deshalb empfiehlt es sich, bei Wechselgefällen die Filterregeln nach der vorsichtigen Seite auszulegen. Eine vorsichtige Anwendung dieser Filterregeln ist auch im Hinblick auf die Wellenbeanspruchung einer durchlässigen Außenböschungsdecke erforderlich, weil die starken Turbulenzen der auf die Böschung auflaufenden Wellen sonst die feineren Bodenteilchen aus dem Untergrund durch die Fugen und Hohlräume des Deckwerks herauslösen. Für bindigen Boden merklicher Kohäsion (Plastizitätszahl $I_p > 10\ \%$) gelten die angegebenen Filterregeln nicht. D_{50}/D_{30} darf dann zu 100 bis 150 gewählt werden.

Von der anwendungstechnischen Seite ist darauf hinzuweisen, daß Filterschichten wegen der im Baubetrieb unvermeidlichen Ungenauigkeit wenigstens 15 bis 20 cm stark vorgesehen werden. Außerdem ist zu fordern, daß sie die eintretende Sickerwassermenge mit zweifacher Sicherheit abführen.

Im Unterwassereinbau ist die Entmischungsgefahr zu beachten, so daß ungebundene Kornfilter mit einem großen Ungleichförmigkeitsgrad möglichst dicht an die Einbaustelle ohne freien Fall durch das Wasser zu bringen sind.

Für ungebundene Kornfilter ist ferner grundsätzlich zu beachten, daß die o. a. Filterregeln in zweierlei Richtung berücksichtigt werden, sowohl gegenüber dem zu schützenden Boden als auch der Decklage, so daß der Filter selbst nicht erodiert werden kann.

2.3.3 Regeln für gebundene Kornfilter

Für gebundene Kornfilter gelten die gleichen Regeln wie für ungebundene. Da gebundene Kornfilter jedoch selbst nicht erodiert werden können, ist die Bemessung nur gegenüber dem zu schützenden Boden erforderlich. Daraus ergeben sich im allgemeinen einfachere Konstruktionen.

Für Bitumensand hat die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, in einer Untersuchung an Binnenwasserstraßen die Eignung als langzeitbeständige Filterlage in Uferdeckwerken unter hochbeanspruchten Decklagen und auf erosionsgefährdetem, sehr feinkörnigem Boden festgestellt. Dasselbe gilt für Bitumensand nach jahrelangem Einsatz in exponierten Küstenschutzwerken. Jedoch sind dabei folgende Fakten bemerkenswert:

– Die Durchlässigkeit zeigte an einem praktischen Fall, daß der für den Bitumensand

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

eingesetzte gleichförmige Mittelsand (D_{15} = 0,22 mm, D_{50} = 0,3 mm, U = 1,5) ohne Bindemittel einen Durchlässigkeitskoeffizienten $k = 4{,}5 \times 10^{-2}$ cm/s aufwies, der nach einer Umhüllung mit 3,2 Gew.-% Bitumen nur um eine Zehnerpotenz auf $4{,}5 \times 10^{-3}$ cm/s abfiel.

- Beim Einbau unter Wasser kann auf den Einsatz von Tauchern verzichtet werden, da der Bitumensand im heißen Zustand bei Verarbeitungstemperaturen zwischen 100 und 130 °C eine ausreichend niedrige Viskosität besitzt, die dort ein Ausbreiten ohne verbleibende Kavernen und das Verhüllen größerer Hohlräume der Unterlage ermöglicht.
- Unterwassereinbau ist wegen der anfänglichen Fließfähigkeit der Masse nahtlos möglich.
- Der Anschluß an seitliche Begrenzungen ist ebenfalls unter Wasser wegen der anfänglichen Fließfähigkeit der Masse ohne Tauchereinsatz und komplizierte Verbindungskonstruktionen möglich.
- Die Masse ist wegen der adhäsiven Korn-zu-Korn-Bindung erosionsbeständiger als die Mineralkornschüttung auf einem geotextilen Filter; darüber hinaus kann eine Deckenschüttung auf Bitumensand beliebig grobkörnig sein, weil die Filterregeln gegen austretendes Sickerwasser hier unerheblich sind.
- Bitumensand kann – auch unter Wasser – mit beliebig großer Schichtdicke hergestellt werden, hat also Volumenausdehnung statt bloßer Flächenausdehnung. Er bringt damit reibungswirksames Gewicht auf die Unterlage, ohne eine besondere Deckschicht zu haben, wodurch er uplift-Kräften aus darüberschießendem Wasser besser standhalten kann als nicht gebundenes Schüttmaterial.

2.3.4 Regeln für geotextile Filter

Durch aus Kunststoffen hergestellte *geotextile* Filter können eine oder mehrere Schichten des erforderlichen Kornfilters eines offenen Deckwerks ersetzt werden. Der Einsatz ist insbesondere beim Einbau unter Wasser und bei Böden mit großem Feinkornanteil technisch und wirtschaftlich zweckmäßig. In geotextilen Filtern übernimmt eine sehr dünne und relativ leichte Schicht die Filterfunktion. Geotextile Filter sind insbesondere in der Ausführung als Gewebe als Flächenfilter anzusehen, während der Erdstoffilter infolge der schon aus bautechnischen Gründen notwendigen Dicke stets als Raumfilter wirkt, bei dem in allen drei Dimensionen eine Filter- oder Dränwirkung angesetzt werden kann. Er muß besonders sorgfältig bemessen werden, da die ständigen, tidebedingten Wasserstandsschwankungen und die zeitweise erhebliche Seegangsbeanspruchung zu einem häufigen Wechsel der Durchflußrichtung und zu dynamischen Beanspruchungen führen können. Filter und Deckschicht müssen sicherstellen, daß Wasser aus dem durch sie geschützten Boden möglichst drucklos entweichen, aber keine Bodenteile ausspülen kann. Wegen der Schwergewichtsbauweise der Deckschicht muß der geotextile Filter eine ausreichende mechanische Festigkeit aufweisen. Diese, insbesondere Dehnung und Reißfestigkeit, muß abgestimmt sein auf

- die Beanspruchung beim Einbau der Deckschicht. Unter schweren Schüttungen empfiehlt sich eine Schutzschicht aus Schotter oder grober Schlacke auf dem geotextilen Filter; bei leichten Bauweisen und Pflasterungen reicht vielfach eine Schilfrohrmatte.
- die Beanspruchung bei Verformungen, Setzungen und ggf. Ausspülungen des Untergrundes. Anpassung durch entsprechendes Dehnverhalten und eine auf das Gewicht der Deckschicht abgestimmte Reißfestigkeit sind zu verlangen.
- mechanische Beanspruchungen durch Scheuern der Deckschichtsteine infolge Strömungs-, Wellen- und Eiskräften.

Geotextile Filter werden in Form von Geweben, Vliesstoffen oder Verbundstoffen

verwendet. Zur Gewährleistung der Filterwirksamkeit müssen die Öffnungsweiten auf die Größe der auszufilternden Bodenteilchen abgestimmt werden. Zu ihrer Kennzeichnung kann die „wirksame" Öffnungsweite $O_{90,w}$ als fiktiver und versuchsabhängiger Wert aus Naßsiebungen mit Testböden oder dem anstehenden Boden ermittelt werden. Abhängig von der Art der Einzelfäden und von der Bindungsart sind bei Geweben nach bisherigen Erfahrungen untere Grenzwerte der wirksamen Öffnungsweite von $O_{90,w}$ = 0,10 bis 0,12 mm erreichbar. Vliesstoffe ermöglichen wesentlich geringere wirksame Öffnungsweiten. Die Filterwirksamkeit von im Vergleich zu Geweben relativ dicken Vliesstoffen kann in Analogie zu mineralischen Filtern betrachtet werden [111].

Die Eigenschaften geotextiler Filter wurden in Versuchen ermittelt, um die Anwendungsgrundlagen, insbesondere für Küstenschutzbauwerke, aufzustellen. Zur Kennzeichnung der geotextilen Filter wurde die „wirksame" Öffnungsweite $O_{90,w}$ bestimmt und zu den Werten (Korngröße bei einem Siebdurchgang von 50 %) der abzufilternden Bodenarten in Beziehung gesetzt. Für die im deutschen Küstengebiet anstehenden Fein- und Mittelsande (0,09 mm < d_{50} < 0,34 mm) kann vereinfachend für die Sperrbedingung folgender Bemessungsansatz für flächig belastete, lagestabil eingebaute Geotextilien berücksichtigt werden [84]:

$$O_{90,w} = d_{50}$$

Andere Dimensionierungsverfahren sind in der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, dem Franzius-Institut der Universität Hannover und dem Waterloopkundig Laboratorium, de Voorst, Niederlande, entwickelt worden.

Wenn nach den Erdstoff-Filterregeln mehrere Filterschichten angeordnet werden müssen, können diese unter Umständen durch einen einzigen geotextilen Filter ersetzt werden. Solche Fälle liegen zum Beispiel vor, wenn die Schichtgrenze zwischen feinem und grobem Material nicht sehr stark geneigt ist und der feine Boden den geotextilen Filter nicht in die Poren des groben Materials hinein ausbauchen kann. Bei starker Neigung der Schichtgrenze und sehr großen Hohlräumen des groben Materials ist auch daran zu denken, daß in die Hohlräume des groben Materials auf einer Böschung ablaufendes Wasser durch den in den Porenräumen nicht fest auf dem Boden aufliegenden Filter hindurchwirkt und einen Wasserabfluß auch zwischen Filter und Boden zur Folge hat, der zu unzulässigen Umlagerungen des Bodens unter dem geotextilen Filter führen kann. Ferner darf das aufliegende Steinmaterial nicht den Filter durch Scheuerbewegungen oder an Druckstellen zerstören. Dann ist dazwischen eine nur hinsichtlich des Steinmaterials filterfeste Bettungsschicht zu legen, wenn nicht die mechanische Festigkeit des Geotextils ausreicht, um derartigen Beanspruchungen zu widerstehen.

Auf bindigem Boden sollten geotextile Filter mit Vorbehalt verwendet werden, wenn dessen Belastung durch das auf dem geotextilen Filter liegende gröbere Material nicht gleichmäßig genug verteilt ist. Die Oberfläche des bindigen Bodens kann dann unter dem geotextilen Filter aufweichen und diesen dicht verschlämmen, wodurch sich auf den Böschungen eine rutschgefährliche Schmierschicht bilden kann.

Eine Vielzahl geotextiler Produkte wird für Filteraufgaben angeboten. Daher müssen die Prüfverfahren darauf abgestimmt sein, schnell zu entscheiden, welcher Filter technisch geeignet ist. Die Laborprüfung gestattet es im allgemeinen nicht, die tatsächliche Filterbeanspruchung bei der Prüfung wirklichkeitsgetreu zu simulieren.

Neben der Sperrbedingung muß eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit gewährleistet sein. Der Durchflußwiderstand der Schicht „Filter + Boden" muß so gering sein, daß das Wasser praktisch druckfrei abfließen kann. Nach der unter „Sperrbedingung" beschriebenen Bemessung nach [84] ist auch diese Bedingung hinreichend erfüllt. *Ausreichend für die Durchströmbarkeit ist, wenn die Wasserdurchlässigkeit des Filters um eine 10er-Potenz größer*

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

ist als der k-Wert des Bodens. Das gilt auch für das Durchlässigkeitsverhalten einer durchlässigen Decklage zum darunterliegenden Filter oder Boden.

Die Lagestabilität ist gewährleistet, wenn beim Verlegen von geotextilen Filtern auf Böschungen der Reibungskoeffizient zwischen Filter und Boden auch unter Wasser ausreicht, um das Abrutschen des Filters mit der daraufliegenden Decke auszuschließen. In Laborversuchen sind die natürlichen Verhältnisse des Einzelfalles zu simulieren, sofern keine anwendbaren Erfahrungen vorliegen.

Geotextile Filter müssen ferner eine ausreichende mechanische und thermische Festigkeit, eine genügende Licht- und Alterungsbeständigkeit, Chemikalienbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Organismen und Nagetiere haben. Die thermische Festigkeit ist z. B. gegen heiße Asphaltmassen erforderlich (s. Abb. E 24).

Die intensive Ultraviolett-Strahlung und die chemischen und biologischen Einwirkungen an der See erfordern eine entsprechende Dauerfestigkeit des Kunststoffmaterials. Außerdem ist das Festigkeitsverhalten im Wasser zu beachten. Bei Polyamiden – Nylon und Perlon – nimmt unter Spannung beim Naßwerden (Wasseraufnahme ca. 7 %) die Dehnung um etwa 10 % zu und die Reißfestigkeit um rd. 10 % ab. Hinsichtlich der langzeitigen Beständigkeit gegen UV-Strahlen und gegen Mikroorganismen sowie gegen Ermüdungserscheinungen bei Dauer- oder Wechsellasten können bei vielen Kunststoffen noch keine erschöpfenden Aussagen gemacht werden [61]. Auf die weiteren Empfehlungen für die Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau vom Arbeitskreis 14 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau wird hingewiesen [35].

2.4 Folgerungen für die konstruktive Gestaltung von geschlossenen und offenen Deckwerken

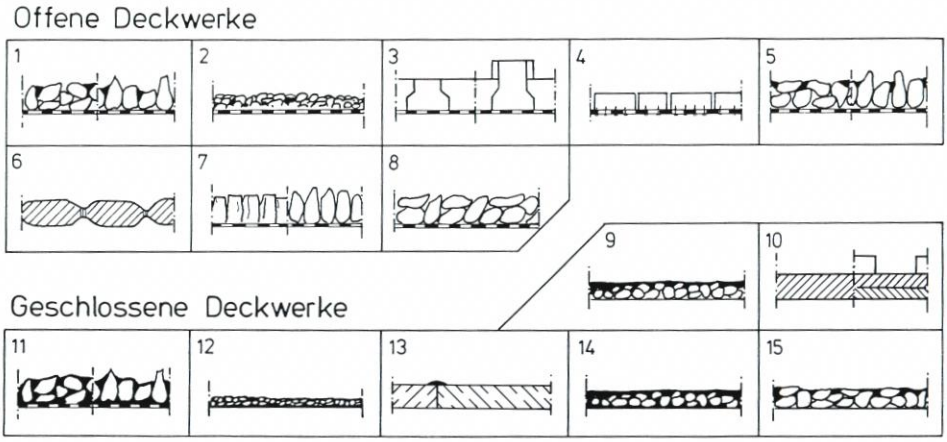
2.4.1 Gestaltungsgrundsatz: offene oder geschlossene Decken

Deckwerke an sandigen Küsten, die in der Regel nicht völlig dicht gegen das Außenwasser an den dichten Untergrund anschließen, sollten grundsätzlich entweder als offene Deckwerke, die einwandfrei die Filterbedingungen erfüllen, oder als gegen Wasserdruck von unten zu bemessende (s. Abschn. 2.4.2) dichte Böschungsbeläge ausgebildet werden (Tab. E 1).

Zwischenformen, deren Durchlässigkeit nicht beurteilt werden kann, führen zu unberechenbaren Rückstauüberdrücken des austretenden Sickerwassers und sind weder hinsichtlich ihrer Abrutschsicherheit noch ihrer Abhebsicherheit beurteilbar; sie bilden somit ein nicht kalkulierbares Risiko. Dem kann nicht abgeholfen werden, indem unter solchen „halbdurchlässigen" Böschungsbelägen eine Filterschicht mit Anschluß an das freie Außenwasser angeordnet wird (Abb. E 3). Die Folge waren mehrfach Mißerfolge, weil sich in einer solchen Filterschicht – etwa in Höhe des tideveränderlichen mittleren Außenwasserspiegels – ziemlich unabhängig vom Sickerwasserspiegel im feineren Sand des zu schützenden Erdkörpers ein Grundwasserspiegel einstellt. Dieser kann wegen der Reibung des Grundwassers am Korngerüst der Filterschicht seine Höhenlage nicht so schnell verändern, wie sich der Außenwasserspiegel mit der Wellenperiode ändert. Entsteht vor dem Deckwerk ein Wellental, so bleibt der Grundwasserspiegel in der Filterschicht dann auf der Höhe des mittleren Außenwasserstandes, wodurch ein Überdruck des Wassers im Filter auf die „halbdurchlässige" Böschungsdecke erzeugt wird. Da die Flächenlast solcher Decken unter Auftrieb im allgemeinen kaum größer als 5 kN/m^2 ist, die Wellentäler davor aber leicht über 1 m tief sind und dann Grundwasserüberdrücke von über 10 kN/m^2 unter der Decke auslösen, ist es nicht überraschend, wenn Schäden auftreten.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Tabelle E1: Gestaltung offener und geschlossener Deckwerke



Offene Deckwerke

(1) Steinschüttung/Steinsatz mit Asphalt-Teilverguß (Verklammerung auf Schotter und Filter* besonders als Rauhdeckwerk
(2) Mastixgestein (meist Schotter) auf Filter, auch als Matte
(3) Betonsteinpflaster, auch mit Horizontal- und/oder Vertikalverbund (Doppelverbund) auf geotextilem Filter*, auch als Rauhdeckwerk oder Lochsteindeckwerk.
(4) Betonsteinmatte: Betonsteine, die gegenseitig zugfest zu einer Matte verbunden sind,
a) mit zugfestem Verbund durch Nirodrähte oder -seile auf Filter,
b) mit Kunststoffnägeln auf geotextilem Gewebe fixiert.
(5) Steinschüttung/Steinsatz, mit speziell aufbereitetem Zementmörtel verklammert, auf Schotter und Filter, besonders als Rauhdeckwerk
(6) Betonmatte, mit speziell aufbereitetem Mörtel gefüllte Doppelgewebebahn mit Null-Abwebungen
(7) Steinsatz, auch aus Basaltsäulen, auf Grand oder Schotter und Filter*
(8) Schüttsteine auf Grand oder Schotter und Filter*

Geschlossene Deckwerke

(9) Asphalteingußdecke, ein- oder mehrlagig
(10) Asphaltbeton, ein- oder mehrlagig, Rauhdeckwerk durch Aufkleben von Betonelementen, ggf. verdübelt
(11) Steinschüttung/Steinsatz mit Asphalt-Vollverguß
(12) Asphaltmastixmatte als Vorlage
(13) Ortbeton/Betonplatten mit Fugenverguß, Rauhdeckwerk wie bei (10)
(14) Ausgußbeton, Zuschläge werden nachträglich mit speziell aufbereitetem Zementmörtel ausgefüllt
(15) Steinschüttung, mit speziell aufbereitetem Zementmörtel voll vergossen

* Filter gem. Abschn. 2.3, am verbreitetsten sind geotextile Filter und gebundene Kornfilter. Zu beachten ist, daß die Durchlässigkeit (k-Wert) vom Erdkörper zur oberen Deckschicht von Schicht zu Schicht möglichst um eine 10er-Potenz zunimmt.

Ein Nachteil der offenen Böschungsbeläge kann darin gesehen werden, daß Wellendruckschläge (s. Empf. A, Abschn. 4) sich durch voll wassergesättigte Fugen der Decke unterhalb des mittleren Außenwasserspiegels (Ruhewasserspiegel) fortpflanzen und Sprengwirkungen hervorrufen können [47]. Bei einem abhebend gerichteten Druck, z. B. in einem verzahnten Deckwerk aus Formsteinen, entspannt sich der Überdruck sofort, weil dessen Dauer nur in der Größenordnung von Hundertstelsekunden liegt. Allerdings muß in diesem örtlichen Abhebezustand die Stützung in der Böschungsebene durch Längskraftwirkung intakt bleiben.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

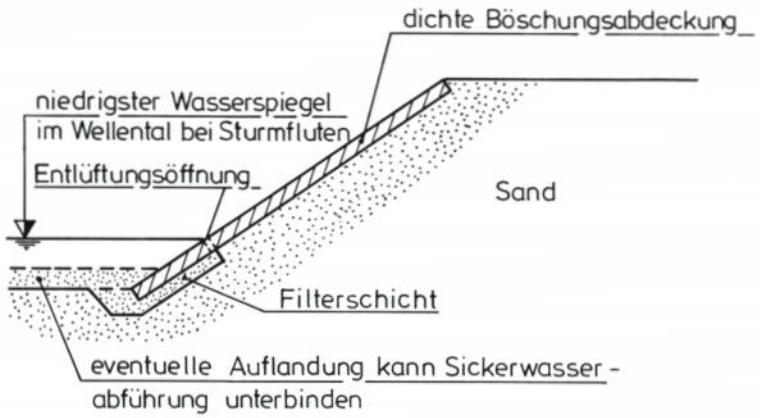


Abb. E 7. Filter im Böschungsfußbereich unter einer geschlossenen Decke mit offenem Fußstreifen

Für ebene, dichte Decken besteht nicht die Gefahr solcher in die Böschungsebene umgelenkter Druckschlagkräfte der Wellen. Offenbar sind vereinzelte Schäden an Asphaltbetondecken – auch auf verdichtetem Sanduntergrund – nicht durch Druckschläge, sondern durch Grund- oder Sickerwasserüberdrücke verursacht worden.

2.4.2 Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken

Die Abb. E 4 und E 6 zeigen, wie der Wasserdruck unter geschlossenen Decken ermittelt wird. Dabei wurde vorausgesetzt, daß der Untergrund eine gleichartige Wasserdurchlässigkeit hat. Werden Filter eingebaut, die das Sickerwasser aus dem Untergrund druckfrei abführen, so ist zu fordern, daß ihre Durchlässigkeit etwa eine 10er-Potenz größer als die des abzufilternden Bodens ist. Dann wird der Wasserspiegel im Filter, wenn er z. B. die in Abb. E 3 angegebene Lage unter einem geschlossenen Deckwerk hat, wie dort angegeben, vom Ruhewasserspiegel des Außenwassers bestimmt, d. h., er ist vom Sickerwasserspiegel und -druck im Untergrund unabhängig. Dementsprechend wird der Überdruck auf das Deckwerk allein von der Höhendifferenz des Filterwasserspiegels zum Wellental vor dem Deckwerk bestimmt, und die Bemessung gemäß den Abb. E 4 und E 6 ist unabhängig vom Sickerwasserspiegel im Untergrund. Der Unterschied zu den halbdurchlässigen Deckwerken ist lediglich, daß dann der Überdruck nach den Abb. E 4 und E 6 genauer ermittelt werden kann, wobei max p größer ist. Der Übergang zum offenen Deckwerk bedeutet in diesem Zusammenhang, daß seine Durchlässigkeit groß genug ist, um Sickerwasser aus dem Filter bei der Druckdifferenz zwischen Ruhewasserspiegel im Filter und Wellental im Außenwasser rückstaufrei abführen zu können, d. h. max $p = 0$.

Die Anordnung von Filtern lediglich im Fußbereich von geschlossenen Deckwerken (Abb. E 7) kann die Sickerwege und die Wasserüberdrücke max p (Abb. E 4 und E 6) erheblich vermindern. Solche Filter sind immer daraufhin zu untersuchen, ob in ihnen selbst nicht unabhängig vom Sickerwasserspiegel in der Erdböschung Wasserüberdrücke (Abb. E 6) entstehen können, wenn der Ruhewasserspiegel des Außenwassers so tief steht, daß die Filterstrecke nicht mehr voll unter Wasser liegt. Ist nämlich für diesen Fall max p in der Lage, das Deckwerk beim Wellental davor etwas anzuheben, so beginnt dieses zu „flattern“ und

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

wird früher oder später zerstört. Ein ursprünglich einwandfreier Fußfilter kann durch eine Auflandung im Laufe der Zeit zu großem Sickerwasserüberdruck max p führen (Abb. E 7).

Bei der Anordnung einzelner Dränrohre mit wasserdurchlässiger, vielfach bitumengebundener Körnung ist zu bedenken, daß diese nur eine punktförmige begrenzte Filterwirkung mit entsprechend geringem Abbau des Wasserüberdruckes bewirken. Hinsichtlich der Auflandung gilt das zuvor Gesagte.

Für Bauweisen mit Filtern unter Decken können die maßgebenden Wasserspiegel im Filter und für das Wellental vor dem Deckwerk recht genau festgelegt werden. Dementsprechend können auch die Regeln im Abschnitt 2.2.2.4 zur Bemessung der Dicke einer Decke mit recht guter Genauigkeit angewendet werden.

2.4.3 Probleme mit Filtern unter offenen Pflasterdeckwerken

Betonsteinpflaster sollen nicht auf Raumfiltern verlegt werden. Diese Empfehlung beruht auf der Erfahrung, daß Betonsteinpflaster auf Raumfiltern eher Schäden erlitten haben als auf dem Untergrund verlegte, die zum Schutz gegen Erosion von Bodenteilchen durch die Pflasterfugen lediglich einen geotextilen Filter erhielten. Gemäß Abschn. 2.3.4 ist die Wasserdurchlässigkeit der Deckwerkskonstruktion als ausreichend anzusehen, wenn der k-Wert von Schicht zu Schicht (Boden – Filterschicht – Deckschicht) um eine 10er-Potenz zunimmt. Diese Bedingung ist zwischen grobem Raumfilter (z. B. Schotter) und Pflasterdecke vielfach nicht erfüllt. Das führt dann zu Überdruck unter der Pflasterdecke und folglich zu Schäden.

2.4.4 Ermittlung der Deckwerkshöhe

Die Höhe des Deckwerks ist entsprechend dem Bemessungswasserstand (maßgebender Sturmflutwasserstand) und dem Wellenauflauf gemäß den „Empf. A, Abschn. 4" festzulegen. Bei den Deichen wird das Deckwerk häufig nur als Fußdeckwerk ausgebildet, dessen Oberkante auf 2–4 m über MThw liegt. Oberhalb schließt sich eine widerstandsfähige Grasnarbe auf geeigneter Kleidecke an.

Der Auflaufschwall kann insbesondere auf flachen, glatten Böschungen noch erheblich vom Sturm selbst hochgepeitscht werden. Außerdem entsteht beim Auftreten der Brecher auf steile Wände ein senkrecht hochschießender Schwall, der vom Sturm als Gischt binnenwärts getrieben werden kann. Ein Deckwerk ist an sandigen Ufern so hoch zu ziehen, daß der Wellenauflaufschwall oberhalb oder hinter demselben den Boden nicht erodieren kann.

Soweit Sand am Übergang nicht durch Bewuchs und/oder bindigen Boden festgelegt ist, muß das Deckwerk auch die höchsten Wellenaufläufe kehren. Eine obere Abschlußwand dient als obere Begrenzung zum Kehren der höchsten Auflaufspitzen (Abb. E 8).

2.4.5 Oberer Deckwerksabschluß und Entlüftung

In Abhängigkeit vom Gesamtprofil sind drei Grundformen des oberen Deckwerksabschlusses möglich, die durch die Höhenlage des anschließenden und zu schützenden Geländes bestimmt werden. Der obere Deckwerksabschluß kann liegen (Abb. E 8):

- auf einer oberhalb noch weiter ansteigenden Böschung (a)
- auf einer hochliegenden Fläche des anschließenden Geländes (b) oder
- auf einem deichförmigen Profil, bei dem der hintere Abschluß entweder auf der Krone des

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

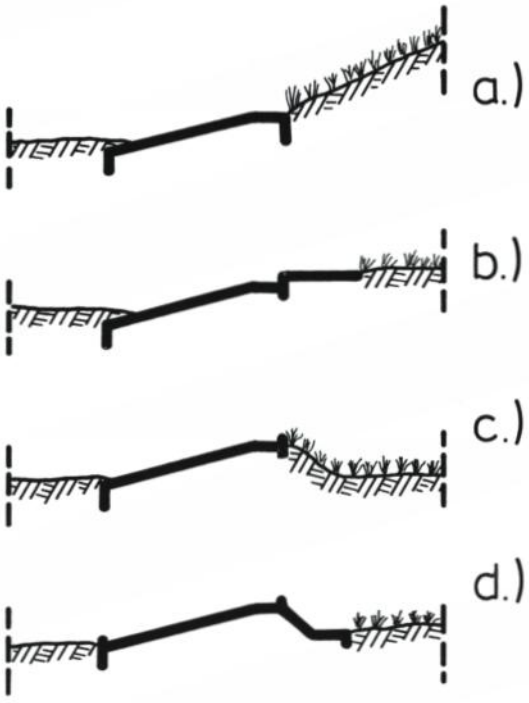


Abb. E 8. Oberer Deckwerkabschluß: a) mit oberhalb ansteigendem Gelände, b) auf der Höhe des Geländes, bei dammartigem Profil, c) auf der Krone oder d) am Fuß der Binnenböschung

Deiches (c) oder am Fuß der Binnenböschung in Höhe des abschließenden Geländes angeordnet wird (d).

Fügt sich an das Deckwerk am oberen Ende eine Erdböschung an (Abb. E 8a), so ist zu seiner Sicherung gegen Hinterspülung ein Sporn anzuordnen. Es hat sich bewährt, am oberen Deckwerksrand eine befahrbare, schwach geneigte Berme anzulegen und diese zur Landseite hin durch eine obere Abschlußwand zu begrenzen. Die Berme ist so hoch zu legen, daß vor der Wand nur noch ein kleiner Rest des Auflaufschwalles und windverdriftetes Wasser gekehrt zu werden brauchen.

In gleicher Weise kann verfahren werden, wenn der Deckwerksabschluß auf einer hochgelegenen Fläche liegt (Abb. E 8b), wobei dann die Berme auf deren Höhe auch etwas tiefer angeordnet werden sollte. Eine Spundwand ist ein aufwendiger oberer Deckwerksabschluß. Sie wurde in der Vergangenheit in vielen Fällen für erforderlich gehalten, als häufig Deckwerke infolge Hinterspülung zerstört wurden. Wenn nach den heutigen Bemessungsverfahren ausreichende Sicherheit gegen Wellenüberschlag vorhanden ist und der anschließende Geländestreifen als begrünter Kleistreifen, leichte Asphaltdecke oder Betonpflaster auf Filter gegen Erosion durch windverdriftetes Wasser gesichert ist, kann auf eine Spundwand verzichtet werden. Für eine obere Abschlußwand stellt eine Spundwand allerdings eine geeignete, vor Hinterspülung sichernde Gründung dar.

An Deckwerken gem. Abb. E 8c ist auch die Binnenböschung erosionssicher zu gestalten. Der Anschluß an die Krone ist so auszurunden, daß das Wasser schadlos abläuft, wie auch der rückwärtige Anschluß auszurunden ist. Den Abschluß bildet ein Sporn am binnen-

seitigen Böschungsfuß (Abb. E 8d). Bei gegen Hauptsturmrichtung kehrenden Deckwerken empfiehlt es sich, insbesondere bei glatten Belägen zum Auffangen des vom Sturm hochgepeitschten Auflaufschwalles, eine obere Abschlußwand an der Binnenseite der Krone zu errichten. Sofern das Gelände hinter dem Deckwerk besiedelt ist und landeinwärts abfällt, muß das vom Sturm als Gischt über das Deckwerk getriebene Wasser am Fuße der Binnenböschung gesammelt und abgeleitet werden können.

Entlüftungsöffnungen verhindern einen Luftüberdruck unterhalb des Deckwerks und sind im Kronenbereich oder vor dem oberen Sporn in Abständen von 10 bis 20 m vorzusehen, sofern bei geschlossenen Decken die Gefahr besteht, daß Wasser im Erdkörper aufsteigt. Als Entlüftungen werden Ton-, Beton- oder Filterrohre mit zu verdichtendem Bitumensplitt verfüllt. In Betonplatten können Aussparungen (20 × 20 cm) angeordnet werden, die mit haufwerksporigem Beton (z. B. mit Zementleim behandelte Körnung 16/32 mm) luftdurchlässig verschlossen werden.

2.4.6 Unterbau und Deckwerk

Unterbau und Deckwerk bilden zusammen ein System, das die angreifenden Kräfte wie Druck, Scherkräfte und Schlag in den Untergrund als Stützkonstruktion abträgt. Für die Bemessung des Systems sind die äußeren Kräfte (s. Empfehlungen A) und das Verhalten der Stützkonstruktion maßgebend. Die Bemessung des Deckwerks ist deshalb auch abhängig vom Aufbau und Verhalten des Unterbaues.

Die Voraussetzung für den Bau des Deckwerks ist ein profilgerechter, ebener, standfester und gut verdichteter Unterbau. Besonders Ortbetonplatten erfordern eine gute Verdichtung und sorgfältige Vorbereitung des Planums, um ungleichmäßige Setzungen zu verhindern. Als Unterlage dient die verdichtete Sandböschung; es kann auch eine gut verdichtete, standfeste Tragschicht aus Sand, Kies, Schotter oder Bitumensand wie auch eine zementverfestigte Schicht eingebaut werden. Bei hohlraumreichen Schichten sind die Filterprobleme unter geschlossenen Deckwerken zu beachten (s. Abschn. 2.4.2). Die Unterlage soll eben sein, damit keine unwirtschaftlich großen Materialmengen benötigt werden. Notfalls ist eine Ausgleichsschicht aus Bitumen aufzubringen, die gleichzeitig als Filter und Walzunterlage dienen kann. Als Unterlage kann auch ein in der Trockenzeit rolliger Boden, z. B. kurz vor Aufbringen der Decke, angefeuchtet und gegebenenfalls zusätzlich gewalzt werden.

Bei offenen Deckwerken hat die Unterlage eine Doppelaufgabe, indem sie die Lasten in den Untergrund abtragen und zusätzlich die Ausspülung des Bodens durch die Fugen zuverlässig verhindern muß. Es ist daher ein filterförmig aufgebauter Unterbau zu erstellen (s. Abschn. 2.3 u. 2.4).

2.4.7 Rauhdeckwerke

Eine Oberflächenrauhigkeit kann, abhängig von den Baustoffen, auf verschiedene Weise geschaffen werden. Für herstellungsmäßig bedingte glatte Decken sollte nicht von der überholten Beurteilung eines Deckwerks nach seiner Schluckfähigkeit ausgegangen und nicht versucht werden, die gesamte Oberfläche rauh zu gestalten. Die Aufgabe ist nicht, bei leichten Sturmfluten den Wellenauflauf zu bremsen, sondern ihn bei sehr schweren Sturmfluten in erträglichen Grenzen zu halten. Daher kann die Rauheit auf einen Streifen oberhalb des Bemessungswasserstandes beschränkt werden, was nicht nur von der Wirtschaftlichkeit her, sondern auch im Hinblick auf Belastung, Unterhaltung und Reinhaltung des Deckwerks von

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Bedeutung ist. Bei steileren Deckwerken wirkt sich eine große Rauheit der Oberfläche ermäßigend auf die Wellenreflexion und die dadurch hervorgerufene Erosion des deckwerknahen Strand- oder Wattstreifens aus. Auch der Rücklauf des Wellenauflaufs bei häufig eintretenden, leicht erhöhten Tiden wird dadurch verzögert, so daß sich die Erosion am Deckwerksfuß vermindert.

Die Rauheit kann durch auf die Asphalt- oder Zementbetondecke aufgeklebte Betonelemente (Abb. E 9), ein vergossenes Bruchsteindeckwerk (Abb. E 9) oder aus Betonsteinen (Abb. E 10) unterschiedlicher Höhe (z. B. 12/22 cm, 18/23 cm, 18/25 cm, 18/30 cm) erzielt werden. Der Wellenauflauf auf Asphaltdeckwerken mit einer Neigung steiler als 1:6 kann auch durch Aufkleben von Asphaltkörpern, die als Rippen oder Hochborde ausgebildet sind, oberhalb des Sturmflutwasserstandes gebremst werden. Die größte Wirkung zur Dämpfung des Wellenauflaufs wird erzielt mit einem Rauhigkeitsstreifen zwischen dem höchsten Sturmflutwasserstand und dem höchsten erwarteten Wellenauflauf. Rauhigkeitselemente unterhalb des Sturmflut-Ruhewasserspiegels haben nur einen geringen Einfluß auf den Sturmflut-Wellenauflauf.

2.5 Fußausbildung von Deckwerken

Der Deckwerksfuß kann folgende Aufgaben erfüllen:
– Sicherung des Deckwerks bei Höhenabnahme des davorliegenden Strandes,

Abb. E 9. Rauhdeckwerk mit Betonelementen, im Vordergrund aus Steinsatz mit Verguß

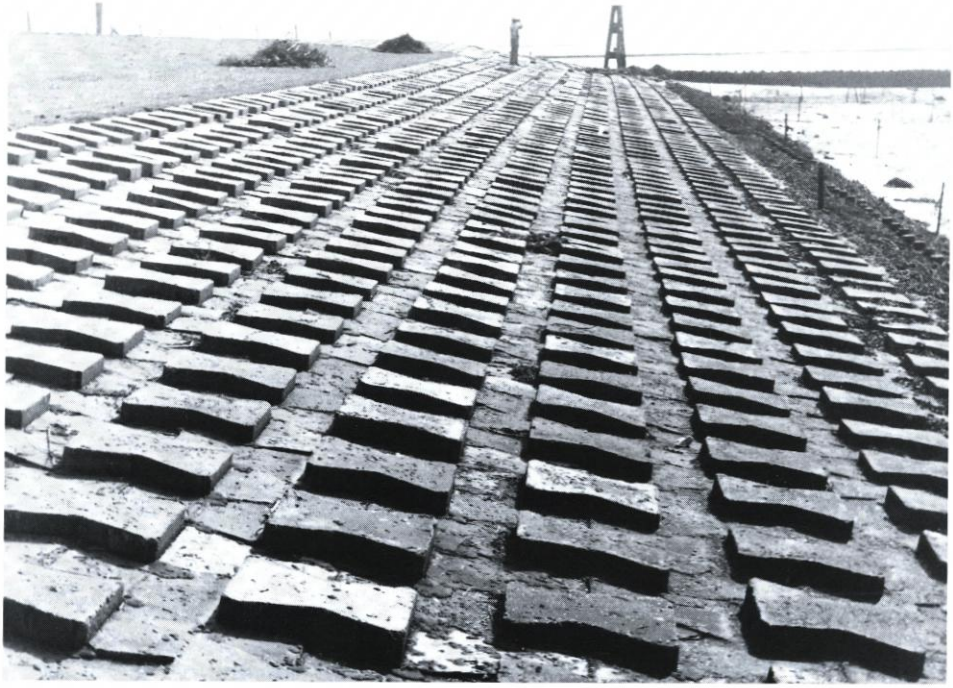


Abb. E 10. Rauhdeckwerk aus Betonsteinpflaster vor dem Hauke-Haien-Koog

- Stützung des Deckwerks gegen Abrutschen auf der Unterfläche,
- Ableitung des Grundwasserzuflusses.

Üblich sind zwei grundsätzlich unterschiedliche Bauweisen für den Deckwerksfuß:

- vertikale Sicherung in Form einer Spundwand oder Pfahlreihe (Abb. E 11) und
- horizontale – ggf. flachgeneigte – Sicherung in Form einer Fußvorlage (Abb. E 12).

Kombinierte Bauweisen sind möglich (Abb. E 13).

Ausreichend tiefe vertikale Sicherungen wie Spundwände und Pfahlreihen bilden insbesondere bei plötzlicher, starker Strandabnahme durch Sturmfluten eine ausreichende Sicherheit gegen Unterspülung des Deckwerks. Sie können außerdem das Deckwerk gegen Abrutschen stützen. Ihre Stützfunktion ist für alle Deckwerke mit Neigung steiler als 1 : 4

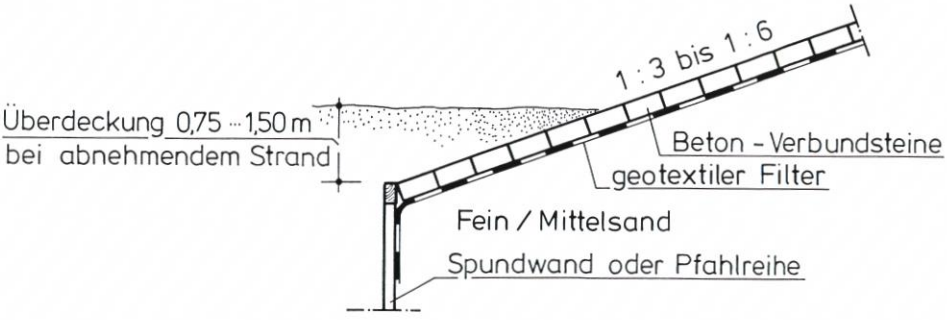


Abb. E 11. Vertikale Fußausbildung eines offenen Deckwerks

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

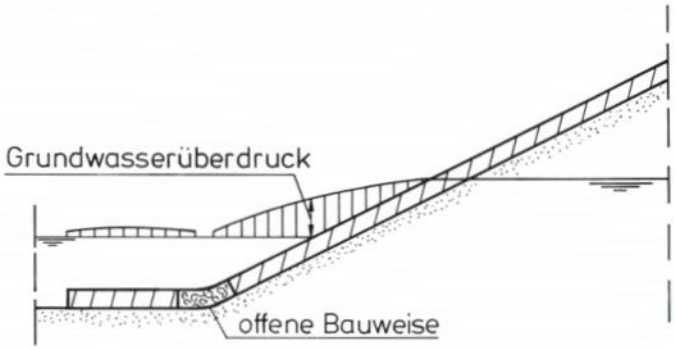


Abb. E 12. Horizontale Fußausbildung eines geschlossenen Deckwerks mit offenem Bermenstreifen mit Darstellung des Grundwasserüberdrucks unter dem Deckwerk [99]

wichtig, denn auf eine Stützung gegen Abrutschen kann nur bei schlufffreiem Sand in der Böschungsunterlage bei Neigungen von 1:4 und flacher und gesicherter Grundwasserabführung verzichtet werden. Die Spundwand kann aus Stahl, Stahlbeton oder Holz erstellt werden. Abb. E 14 zeigt eine Stahlbetonspundwand, die durch Anschlußeisen fest mit dem vermörtelten Holm verbunden ist.

Die Spundwand oder Pfahlwand ist so zu bemessen, daß sie auch bei stärkeren Strandabnahmen ihre stützende Wirkung behält. Freistehende Wandteile wirken ungünstig, da sie die Wellen reflektieren und zur Abnahme des Strandes unmittelbar vor der Wand führen. Eine Vorlage oder eine Sandauffüllung wird dann erforderlich.

Da Deckwerke in der Regel in Strandabschnitten mit abnehmender Tendenz gebaut werden, muß bei ihrem Bau auf eine ausreichende Überdeckung der Spundwand- oder Pfahlwandoberkante geachtet werden (Abb. E 11). Je nach zu erwartender Abnahme sollte die Überdeckung 0,75 m bis 1,5 m betragen. Bei starken Strandabnahmen kann eine kombinierte Bauweise mit gleichzeitigem Einbau einer Fußvorlage empfehlenswert sein (Abb. E 13).

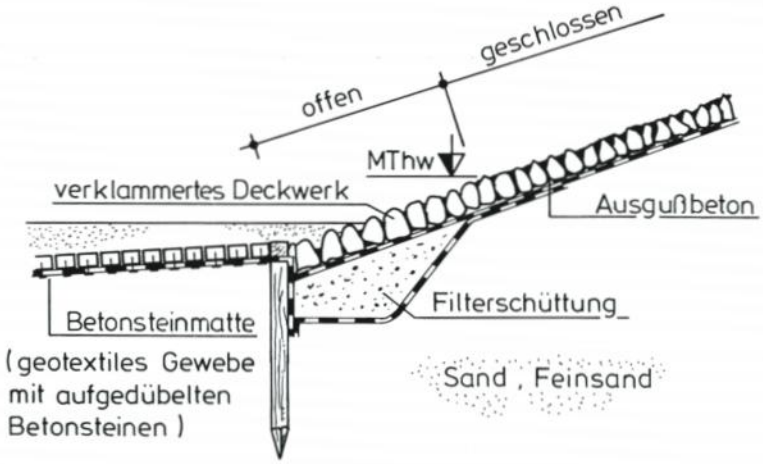


Abb. E 13. Kombinierte Fußausbildung eines geschlossenen Deckwerks mit offenem Fußbereich

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

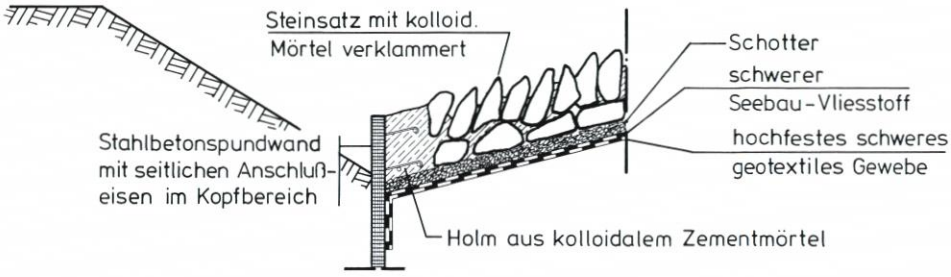


Abb. E 14. Vertikale Fußausbildung eines offenen verklammerten Deckwerks mit Steinsatz auf Schotter und schweren Geotextilien; der Spundwandholm wird aus kolloidalem Mörtel anbetoniert

Bei g e s c h l o s s e n e n Deckwerken hindert eine dichte Spundwand den Abfluß des Grundwassers aus dem höheren, dahinterliegenden Erdkörper, in den es während hoher Wasserstände eingedrungen ist. Abhilfe schafft ein oberhalb der Spundwand angeordneter, offener und nach den Filterregeln aufgebauter Deckwerksstreifen. Der unter diesem Streifen erforderliche Filter sollte nicht unter die oberhalb liegende geschlossene Decke hochgezogen werden (s. Abschn. 2.4.2).

Eine P f a h l r e i h e ist durchlässig für Grundwasser, hat aber gegenüber Spundwänden mit Nut und Feder den Nachteil des fehlenden flächenhaften Verbundes. Damit bei einem Freispülen der Pfahlreihe das Deckwerk nicht unterspült wird, ist zur Deckwerksseite hin ein hinreichend zugfestes Geotextil ausreichend tief zu legen und als wirksamer Filter zu gestalten (s. Abschn. 2.3.4).

Die h o r i z o n t a l e Fußausbildung in Form einer verformbaren Vorlage kann sich dem abnehmenden Strand ohne senkrechten Übergang – manchmal mit steiler Übergangszone – anpassen. Sie bietet statisch gesehen keine Stützung des Deckwerks. Die Fußvorlage muß eine ausreichende Flexibilität und Zugfestigkeit aufweisen, um sich einer Unterspülung und Absenkung des äußeren Streifens ohne Schädigung anpassen zu können. Eine Verbindung der Vorlage mit dem Deckwerk verhindert, daß sich an der Nahtstelle eine klaffende Fuge bildet. Zugkräfte dürfen allerdings nicht auf das Deckwerk übertragen werden. Die horizontale Fußausbildung bringt konstruktive Schwierigkeiten, die im Einzelfall materialgerecht gelöst

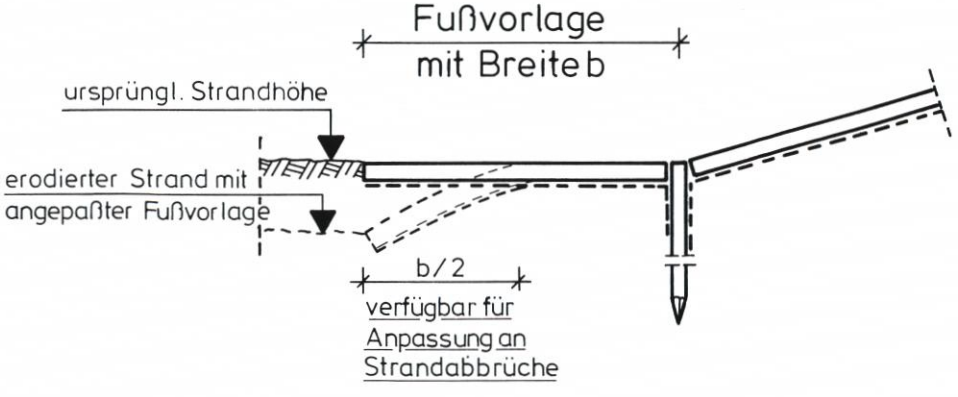


Abb. E 15. Bemessung der Breite einer Fußvorlage vor einem Deckwerk

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

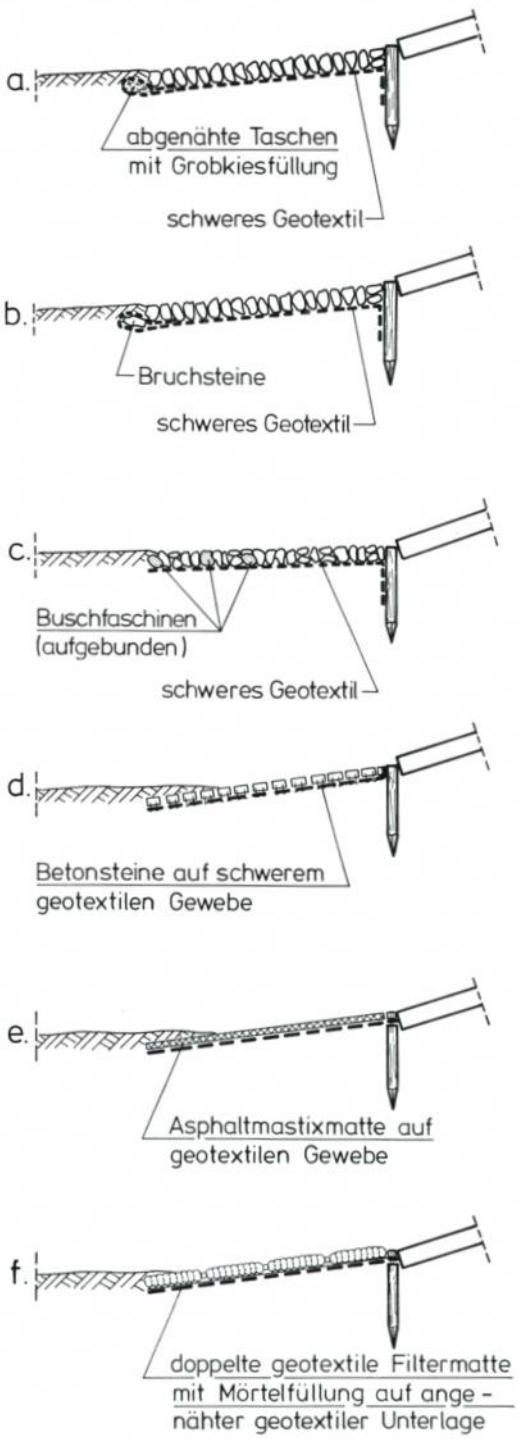


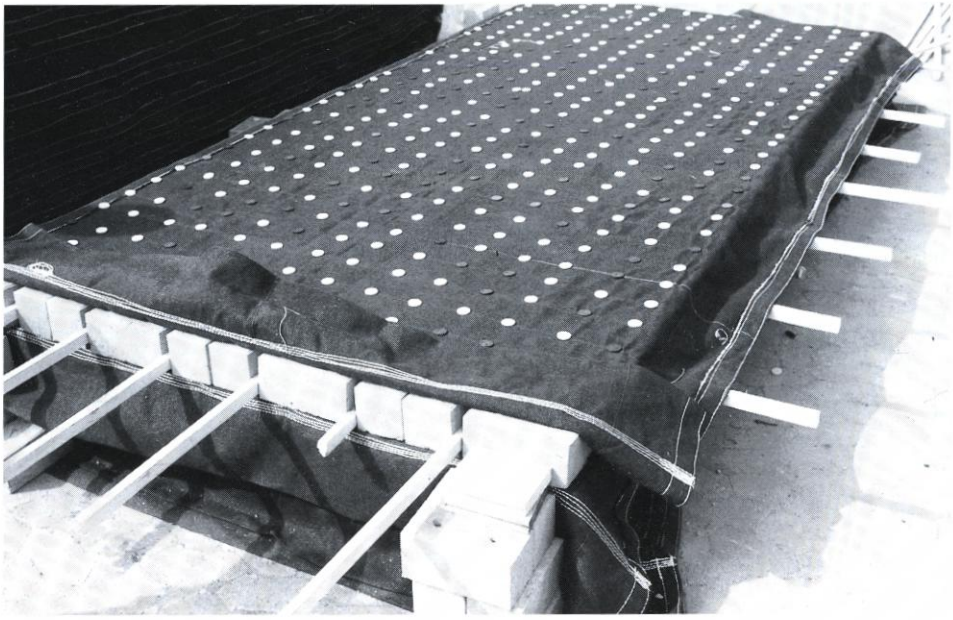
Abb. E 16. Leichte Fußvorlagen; Beispiele d., e. und f. passen sich auch größeren Strandabnahmen an

werden müssen. Die starke Dehnbarkeit einiger Geotextile ist zu beachten. Besteht die Vorlage aus geotextilem Filter mit Deckschicht, so ist je nach möglicher äußerer Absenkung die Deckschicht an der äußeren Seite dauerhaft gegen Abrutschen zu sichern oder fest mit der Unterlage zu verbinden.

Die Breite der Vorlage richtet sich nach der voraussichtlichen Strandabnahme und den Bodenverhältnissen (Abb. E 15). Die vordere Hälfte der Vorlage soll der Sicherung gegen eine Strandabnahme dienen, während die hintere Hälfte auftretende Zugkräfte über die Bodenreibung aufnehmen kann.

Leichte Fußvorlagen können wie folgt ausgebildet werden (Abb. E 16):

a. Steinsatz oder Steinschüttung auf schwerem zugfestem Geotextil, dessen wirksame Maschenweite auf den zu bedeckenden Boden abgestimmt ist (s. Abschn. 2.3.4) und bei dem am unteren Rand ein Streifen umgeschlagen und taschenförmig aufgenäht wird und diese Taschen mit Grobkies gefüllt werden oder
b. um Bruchsteine geschlagen wird und der Rand dieses Umschlags von der anschließenden Deckschicht überdeckt und dadurch festgeklemmt wird bzw.
c. mit einem Geotextil, auf das Faschinen linien- oder netzförmig gebunden sind und das hierfür mit eingewebten oder angenähten Schlaufen ausgestattet ist (die Lebensdauer der Faschinen ist begrenzt!).
d. Flexible Betonsteinmatten mit auf geotextilem Gewebe mit Kunststoffdübeln befestigten Betonsteinen [42] (Abb. E 17 u. E 18).



Betonsteinmatte aus 10 × 20-cm-Betonsteinen, die mit je 2 Kunststoffdübeln mit der 2,3 × 3,0 m großen hochfesten geotextilen Gewebematte verbunden sind. Über die Pflasterfläche ragen an den Längsenden der Matte die Verlegeschlaufen und an der rechten Mattenseite der 60 cm breite Überlappungsstreifen hinaus. Die Matten werden „Schicht auf Schicht" im Hafen gefertigt und beim Verladen mit einseitiger Aufhängung gewendet. Links im Bild ein hoher Mattenstapel.

Abb. E 17. Herstellung von Betonsteinmatten aus geotextilem Gewebe mit aufgedübelten Betonsteinen [42]

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 18. Die flexible Fußsicherung hat sich dem erodierten Watt angepaßt und sichert den Dammfuß wirksam vor weitergehender Erosion [42]

e. Matten aus Asphaltmastix, 5 cm dick, auf geotextilem Gewebe oder mit Kunststoffilter als Einlage, am Ort oder vorgefertigt.
f. Flexible Betonmatten aus zwei Lagen geotextilen Gewebes, zwischen die kolloidaler Zementmörtel gepreßt wird, die aber zuvor so vernäht worden sind, daß die Mattenfelder längs und quer verformbar bleiben und sich etwaigen Ausspülungen anpassen können.

Die Beispiele a. bis c. eignen sich, wenn stärkere Erosionen des anschließenden Watts oder Strandes ausgeschlossen werden können. Die Beispiele d., e. und f. sind auch geeignet, wenn eine stärkere Erosion des angrenzenden Strandes oder Wattstreifens nicht ausgeschlossen werden kann. Die Bauweisen setzen einen innigen Verbund, ausreichende Zugfestigkeit und Dehnfähigkeit der Vorlage bzw. seiner Deck- und/oder Filterschicht voraus.

Als schwere Fußvorlagen eignen sich:

- Matten aus gegossener Asphaltmastix ohne Bewehrung,
- mit Asphaltmastix vergossene Schüttsteine auf hitzebeständigem geotextilen Gewebe (s. Abb. E 24),
- durchlässige, mit Asphaltmastix teilvergossene Drahtschottermatte und davor flexible Matten aus Asphaltmastix mit geotextiler Unterlage oder Bewehrung (Abb. E 19),

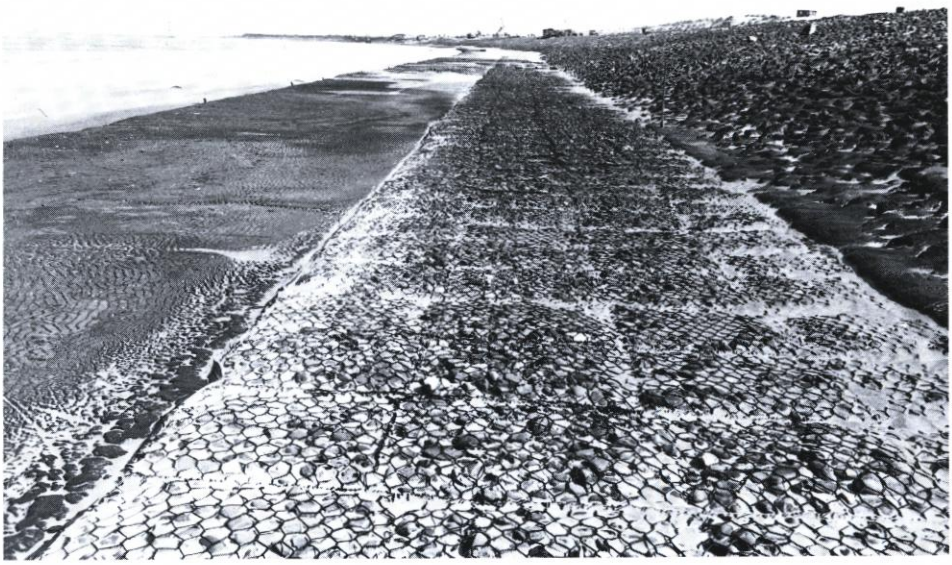


Abb. E 19. Fußausbildung Brouwers-Damm mit asphaltvergossener Drahtschottermatte und vorgelegter Asphaltmastixmatte, Baujahr 1971

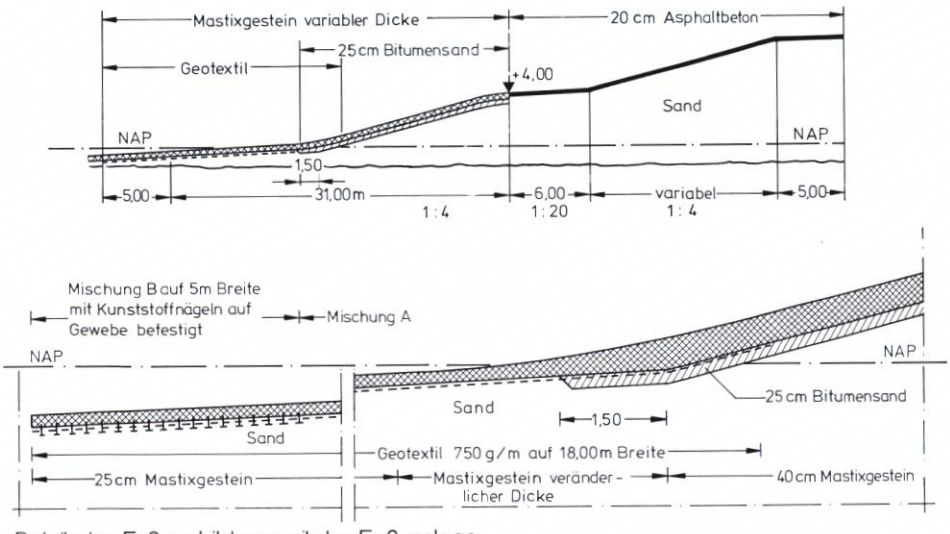


Abb. E 20. Fußausbildung mit schwerer Fußvorlage. Deckwerksfuß aus Mastixschotter auf Bitumensandfilter mit Vorlage aus Mastixgestein auf geotextilem Gewebe, im vorderen Teil voll vergossen [37]

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

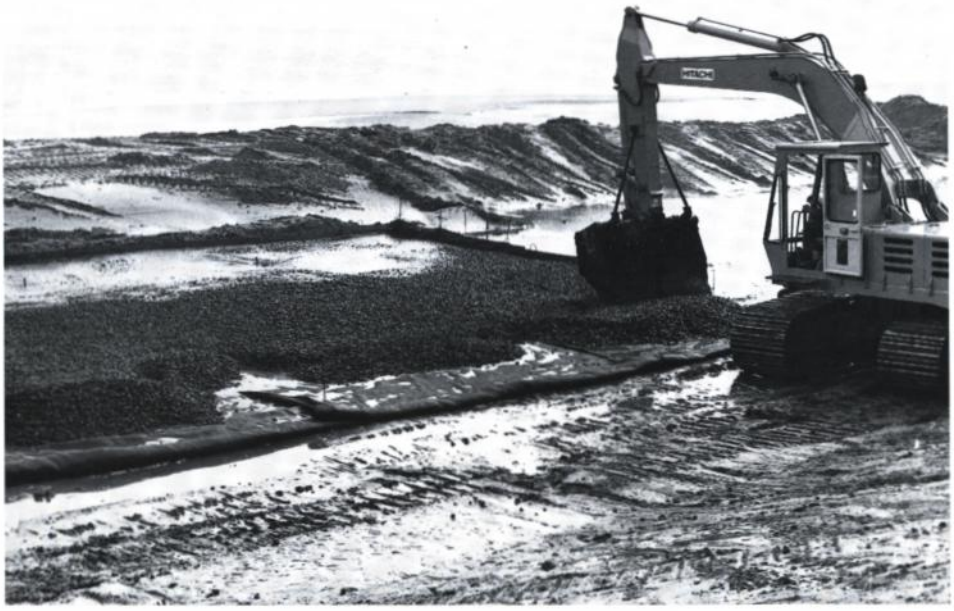


Abb. E 21. Asphaltbetondeckwerk an der Osterschelde mit Fuß und Vorlage aus Mastixgestein, Baujahr 1975

- durchlässige Mastixschottermatten auf Geogitter oder Gewebe, im vorderen Teil voll mit Asphaltmastix verfüllt (Abb. E 20 u. E 21),
- geotextile Filtermatte mit vermörtelter Steinschüttung, angenähtem, meist aus Gewebe bestehendem Schlauch, der mit speziell aufbereitetem Zementmörtel verfüllt wird und so den unteren Rand der Vorlage bildet. Beim Bau von Seebuhnen ist dieser Schlauch als Randeinfassung bis 1 m ∅ hergestellt worden (s. Empf. F, Beispiel 6),
- schwere flexible Betonsteinmatten, wie als leichte Fußvorlage beschrieben (d), jedoch mit großen Steindicken und entsprechender Konfektion von Gewebe und Dübel,
- schwere flexible Betonmatten, wie als leichte Fußvorlage beschrieben (f), jedoch mit größeren Mattendicken und entsprechender Konfektion des geotextilen Gewebes.

Die k o m b i n i e r t e Bauweise mit Fußwand und Fußvorlage kann gewählt werden, wenn aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen eine dann nicht so tief reichende Spundwand mit einer Vorlage empfehlenswert erscheint oder bei einer horizontalen Vorlage eine Stützung des Deckwerks angestrebt wird.

Weitere Angaben zur Fußausbildung enthält der Abschnitt 3.1.2.1.

3. Konstruktion von Deckwerken

3.1 Deckwerke in Asphaltbauweise

3.1.1 Bauweisen

3.1.1.1 Allgemeines

Der Abschnitt 6 zeigt in den Beispielen 1 bis 4, 6 bis 13, 15, 18 und 19 Küstenschutzdeckwerke in Asphaltbauweise oder unter teilweiser Verwendung von Asphaltschichten. Die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG), Essen, gibt seit 1964 die „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau – EAAW" heraus, als letzte die 4. Ausgabe 1983 [36]. Soweit sich diese Empfehlungen auf Küstenschutzwerke beziehen, sind sie hier in den Grundzügen wiedergegeben. Für Einzelheiten wird auf die EAAW verwiesen.

3.1.1.2 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltbeton

Zu den hohlraumarmen Bitumen-Mineralgemischen gehören Asphaltbeton, Sandasphalt und Gußasphalt, von denen aus wirtschaftlichen Gründen die beiden letzteren praktisch keine Bedeutung mehr haben.

Mit Gußasphalt gedichtete oder befestigte Flächen im Wasserbau neigen auf Grund der physikalischen Eigenschaften des Baustoffes zudem dazu, daß sich im Laufe der Zeit die Bahnennähte öffnen, d. h. reißen, weil die Bahnen infolge von Erwärmung und Abkühlung immer kürzer und dicker werden. Dieser Vorgang kann auf größeren Flächen nur durch die Wirkung von nennenswertem Verkehr durch gummibereifte Fahrzeuge wie beispielsweise auf Straßen in seiner Wirkung ausgeglichen werden. Der Einsatz von Gußasphaltflächen im Wasserbau muß deshalb auf wenige Ausnahmen beschränkt bleiben, d. h. auf solche Flächen, die geringe Ausdehnungen haben und deren Anschlußfugen an angrenzende Bauwerke oder Flächen sorgfältig ausgebildet und ständig unterhalten werden.

Asphaltbeton wird als Dichtung und als Schutzschicht angewendet. Er ist dauerhaft, alterungsbeständig und, bis zu einem gewissen Grad, flexibel, so daß er sich begrenzten Untergrundsetzungen anpassen kann. Eine Rißbildung tritt im allgemeinen nicht ein, wenn bei Einsenkungen das Verhältnis des Muldendurchmessers zur Muldentiefe ≥ 10 ist. Als Dichtung ist Asphaltbeton wasserundurchlässig, wenn er im eingebauten Zustand nach DIN 1996, Teil 7, einen berechneten Hohlraumgehalt von 3 Vol.-% oder Teil 8 eine Wasseraufnahme von 2 Vol.-% nicht überschreitet. Die Langzeitbeständigkeit ist gewährleistet, wenn die genannten Werte nicht überschritten werden, da dann Witterungseinflüsse auf die oberflächennahe Zone ausgeschlossen sind. Für den Asphaltbeton werden Korngrößenbereiche der Mineralstoffe von 0/5 bis 0/32 mm verwendet; empfehlenswert sind Korngrößenbereiche 0/11 bis 0/22 mm.

Die Schichtdicke richtet sich nach den Beanspruchungen aus Wellenschlag und Auftrieb. Die Beanspruchung durch Auftrieb kann von wesentlich größerem Einfluß auf die Dickenbemessung sein als die durch Wellenschlag. Aber auch die Deckwerksneigung ist von Einfluß auf die Dickenbemessung.

Die Bemessung erfolgt entweder nach der Erfahrung, die in den EAAW ihren Niederschlag gefunden hat, oder theoretisch mit Rechenprogrammen nach der Elastizitätstheorie. Ohne eine Berücksichtigung besonderer Beanspruchungen kann nach den EAAW 83 gelten:

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

für leichte	Beanspruchungen	8 bis 15 cm Dicke,
mittlere	Beanspruchungen	15 bis 25 cm Dicke und
schwere	Beanspruchungen	25 bis 40 cm Dicke.

Mit Rücksicht auf die Herstellbarkeit und Dauerhaftigkeit ist auch für leichte Beanspruchungen eine Mindestdicke von 10 cm zu empfehlen. Wenn einlagig eingebaut wird, ist die Dicke nach oben mit etwa 50 cm begrenzt. Mittleren Beanspruchungen genügt z. B. das Deckwerk des Eider-Hauptdammes (s. Abschn. 6, Beispiel 3), während das Südwestdeckwerk von Borkum (s. Abschn. 6, Beispiel 4) für schwere Beanspruchungen bemessen ist.

Asphaltbeton wird im Wasserwechselbereich von Algen bewachsen, die seine Oberfläche glitschig machen oder sie bei Austrocknung durch Abheben der oberflächlichen Feinmörtelschicht geringfügig beschädigen. Dagegen wird in diesem Bereich ein Asphaltverguß von Steindeckwerken wegen der glatten Oberflächen der Eingußmasse jedoch von Algen nicht besiedelt. Deshalb ist dringend anzuraten, Asphaltbeton erst oberhalb MThw einzusetzen.

Wenn unterhalb von MThw das Deckwerk als asphaltvergossene Steinschüttung ausgebildet worden ist, schließt oberhalb das Asphaltbetondeckwerk mit einer voutenförmigen Verdickung an (Beispiel 3). Der Asphaltbeton ist nach einem Bitumenvoranstrich (Heißbitumen oder Bitumenemulsion) der Abschlußkante der Vergußdecke dicht gegen diese anzuschließen, entweder unmittelbar oder – in Ausnahmefällen – nach Zwischenschalten z. B. einer Betonkeilpfalzplatte. Im letzteren Falle ist die Platte zuerst zu setzen und anschließend die Steinschüttung im oberen Teil zu vergießen.

Aufhellungen werden
- durch Oberflächenversiegelungen aus einem bitumenreichen Asphaltmastix,
- durch Oberflächenbehandlungen mit hellem Abstreugut oder
- aus einer hochstabilisierten Bitumenemulsion erzielt.

Sie werden zur Verminderung der oberflächennahen Alterung des Bindemittels Bitumen, auch gelegentlich als landschaftsgestalterisches Element oder zur Verringerung der Temperaturen im Deckwerk benutzt, wenn es für die Standfestigkeit auf ausnahmsweise steil auszubildenden Böschungen erforderlich ist. Die Böschungsstabilität allein kann jedoch auch ohne Aufhellung durch entsprechende Gemischzusammensetzung erreicht werden.

3.1.1.3 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltverguß

Steinverguß (Steinlagen mit Vollverguß)

Die Deckwerke bestehen aus Steinsatz oder Steinschüttungen, deren Hohlräume mit Asphaltmastix gefüllt werden (Begriffe sind in den EAAW erläutert). Sie zeigen eine ausgezeichnete Langzeitbewährung über viele Jahrzehnte und erfordern praktisch keine Unterhaltungsarbeiten.

Das Einbaugewicht der Decke richtet sich nach der Beanspruchung. Die Flächenlast beträgt dann bei

leichter	Ausführung	2 bis 4 kN/m^2,
mittlerer	Ausführung	4 bis 6 kN/m^2 und
schwerer	Ausführung	6 bis 10 kN/m^2 und mehr.

Die Hohlräume der Steinlage werden zu 75 bis 100 % gefüllt, wodurch bei nicht vollständiger Füllung ein Luftdurchtritt möglich ist, falls sich unter dem Deckwerk ein Überdruck aufbauen sollte. Die Sperrbedingung gegenüber Bodenteilchen ist ggf. zu prüfen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Durch den Füllungsgrad und die Gestaltung der Oberfläche der Steinlage kann jeder gewünschte Rauhigkeitsgrad erzielt werden. Wenn ein völlig dichtes Deckwerk gefordert wird, muß die Steinlage mit einer geschlossenen Schicht aus Eingußmasse von mindestens 1 cm Dicke überdeckt sein. Die Oberfläche der Gesteinsschicht sollte insbesondere bei gröberen Steinen vor dem Verguß abgezogen oder gewalzt werden. Wird auf einem dichten Deckwerk eine rauhe Oberfläche gewünscht, so empfiehlt es sich, dazu eine weitere Gesteinsschicht aufzubringen und diese mit Asphaltverguß so weit zu füllen, daß alle Steine fest gebunden sind.

Steindeckwerke mit Asphaltverguß werden aus wirtschaftlichen Gründen im allgemeinen nur dort angewendet, wo

- hohe Flächenlasten erforderlich sind, um Wasserdrücken von unten standhalten zu können, oder ständiger Wellenangriff herrscht,
- besondere Flexibilität des Deckwerkes erwünscht ist,
- Algenbewuchs im Wasserwechselbereich möglich ist,
- Deckwerksteile während der Herstellung überflutet werden können oder teilweise unter Wasser eingebaut werden müssen,
- Asphaltbeton ausscheidet, weil er nicht verdichtet werden kann.

Das bedeutet, daß vorwiegend der untere Böschungsanteil bis etwa 1,5 m oberhalb MThw anstelle von Asphaltbeton in Steinbauweise mit Vollverguß hergestellt wird.

Asphalteingußdecken

Asphalteingußdecken sind bereits in den 30er Jahren in mehrlagiger Bauweise ausgeführt worden und liegen seit vielen Jahrzehnten, ohne bis heute Unterhaltungskosten verursacht zu haben, z. B. am Dortmund-Ems-Kanal in der 2. Fahrt Olfen seit 1934. Die Bauweise ist wegen des höheren Anteils der Handarbeit naturgemäß teurer als die Asphaltbetonbauweise, doch kann sie wegen des nach Jahrzehnten noch ausgezeichneten Zustandes unter Berücksichtigung von Bau- und Unterhaltungskosten wirtschaftlich sein (Abb. E 22).

Abb. E 22. Dreilagige Asphalteingußdecke bei St. Peter-Ording, nach 30 Jahren Liegezeit keine Unterhaltungskosten

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

3.1.1.4 Offene Deckwerke mit Asphaltverguß

Die Deckwerke bestehen aus Steinsatz oder Steinschüttungen, deren Hohlräume mehr oder weniger mit Asphalteingußmasse gefüllt werden. Es ist zweckmäßig, den verbleibenden Hohlraum so einzustellen, daß die Durchlässigkeitsbedingungen erfüllt werden. Der Durchlässigkeitswert k sollte auf den der Unterlage abgestimmt sein und etwa um eine Zehnerpotenz höher liegen. Die Einhaltung dieser Regel ist schwierig festzustellen. Soweit keine örtlichen Erfahrungen vorliegen, ist die Einhaltung der Durchlässigkeitsbedingung experimentell zu überprüfen. Die Unterlage ist als Filter nach den Filterbedingungen herzustellen (s. Abschnitte 2.4.2 und 2.4.3). Das gilt auch für die Sperrbedingungen gegen das Auswaschen der Unterlage. Sie ist bei offenen Deckwerken im allgemeinen auf zweierlei Weise zu erfüllen:
- Einbau einer Filterschicht aus Bitumensand nach den Empfehlungen C, Abschnitt 8, bei dem die Einzelkörner durch kohäsive Kräfte gegen Ausspülen gebunden sind, oder durch
- Zwischenschalten geeigneter geotextiler Filter.

Die Vergußmenge – gemessen in kg/m² – richtet sich nach der Raumdichte der Eingußmasse, nach dem Hohlraum des Steingerüstes, dem gewünschten Füllungsgrad und der gewünschten Oberflächenrauhigkeit. Ihre Raumdichte liegt zwischen 1,7 und 2,2 t/m³, bei üblichen Gemischen mit einem Bitumengehalt von 15 bis 17 Gew.-% im Mittel bei 2,0 t/m³.

Der Teilverguß ist die übliche Bauweise, bei der die Steine als Einzelelemente so verklammert werden, daß ein gebundenes Flächendeckwerk entsteht. Eine ausreichend feste Verklammerung aller Einzelsteine im Deckwerk (Erosionssicherheit) erfordert die Füllung von etwa 40 % der Hohlräume der Steinlage mit Eingußmasse.

Berechnungsbeispiel:

Dicke einer Steinschüttung	0,30 m
Hohlraum der Schüttsteinlage	40 Vol.-%
Raumdichte der Eingußmasse	2000 kg/m³
Vergußmenge zur halben Füllung des Hohlraumes	
0,3 × 0,4 × 0,4 × 2000 =	96 kg/m²

Dementsprechend liegen die üblichen Vergußmengen für Steinsatz zwischen 100 und 150 kg/m², für Schüttsteinlagen von z. B. 30 cm Dicke wegen ihres größeren Hohlraumes zwischen 100 und 200 kg/m². Zur Erhaltung der Durchlässigkeit darf die Eingußmasse nicht durch die Schicht auf die Unterlage fließen und dort eine geschlossene, dichte Schicht bilden.

Die Oberfläche kann durch Auswahl der Gesteinsgröße, der Dicke der Schüttung, ihrer Neigung und der Eingußmasse beliebig rauh gestaltet werden. Der Steinsatz muß mindestens bis zu ⅓ der Höhe durch Vergußmenge festgelegt werden.

Eine Haftung der Eingußmasse an der Gesteinsoberfläche ist nicht zu erwarten und auch nicht erforderlich, da die Masse die Steine durch die Verklammerung oder in Form von Plomben in ihrer Lage hält. Auflockerungen durch gefrierendes Wasser in den Hohlräumen sind nicht festgestellt worden.

3.1.1.5 Offene Deckwerke mit Mastixgestein

Wenn ein ständiger Durchfluß größerer Wassermengen oder im Bereich geringfügig schwankender Wasserstände ein häufiger Wechsel von Befeuchtung und Trockenfallen zu erwarten ist oder wenn das Wasser größere Schwebstoffmengen mit sich führt, so ist bei unzureichender Dicke des umhüllenden Bindemittelfilms nach einigen Jahren dessen Bestän-

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

digkeit gefährdet. Deshalb ist – ebenfalls aus Gründen der Widerstandsfähigkeit gegen Bindemittelfilm-Ablösungen und der Langzeitbeständigkeit – der Bindemittelfilm um das Einzelkorn so dick wie möglich herzustellen, was durch Zugabe von feinen Mineralstoffen und von Polymeren zum Bitumen erreicht werden kann. Eine niedrige Mischguttemperatur wird während des Mischens und auf dem Transport das Ablaufen des Bitumens vom Gestein verhindern.

Nach dem heutigen Stand der Erfahrungen mit Mastixgestein kann es sich empfehlen, bei extremen Beanspruchungen den Deckwerksquerschnitt so zu gestalten, daß die Möglichkeit einer gelegentlichen Auffrischung oder teilweisen Erneuerung besteht. In den Niederlanden sind durchlässige Deckwerke aus Mastixgestein, auch an den exponierten Stellen unter Wasser und im Wasserwechselbereich, in Form vorgefertigter großflächiger Matten und oberhalb davon im Trockenen in Ortseinbau (Abb. E 23) ausgeführt worden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert nach DARCY wird bei diesen Gemischen im verdichteten Zustand etwa 10^{-2} m/s betragen. Der k-Wert sollte (s. Abschn. 2.3) mit dem der Unterlage korrespondieren und etwa um eine Zehnerpotenz höher liegen.

Die Deckwerksdicke richtet sich nach der Beanspruchung und beträgt etwa 10 bis 40 cm. Zusätzlich ist eine Filterunterlage erforderlich, damit ein Auswaschen von Untergrundmaterial vermieden wird. Eine solche Filterunterlage kann z. B. aus einer Lage Bitumensand nach den Empfehlungen C, Abschn. 6.8, von 25 cm Dicke bestehen, die den Durchtritt von Feinsanden verhindert.

Abb. E 23. Bauhafen am Osterschelde-Damm mit durchlässigem Deckwerk aus Mastixschotter auf Bitumensandfilter (Baujahr 1978)

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

3.1.1.6 Schichten und Baukörper aus Bitumengesteinen

Bitumengesteine als hohlraumreiche Bitumen-Mineralgemische werden zum Ausgleich von Unebenheiten in der Unterlage, als Walzunterlage für Asphaltbetonschichten, als Filter- oder Dränschichten mehrschichtiger Decken, für durchlässige Schutzschichten und als wirtschaftlicher Baustoff zur Herstellung erosionsbeständiger und flexibler kohäsiver Baukörper über und unter Wasser benutzt. Als Mineralstoff sind Gesteine vom Sand bis zum Schotter möglich. Zu verwenden sind im allgemeinen Korngemische aus ein oder zwei Korngruppen (Empfehlungen C, Abschn. 6.5 und EAAW). Als Bitumengestein werden die Einzelkörner mit geringen Mengen von Bitumen umhüllt. Der Durchlässigkeitsbeiwert nach DARCY liegt im verdichteten wie auch im unverdichteten Zustand etwa zwischen 10^{-3} und 10^{-2} m/s. Er liegt im unverdichteten Zustand etwa um den Faktor 2 höher als im verdichteten.

Bitumengesteine sollten nur dort eingesetzt werden, wo die damit hergestellten Schichten weitgehend gegen Witterungseinflüsse und Erosion geschützt sind. Über Wasser und im Wasserwechselbereich sind Baukörper aus Bitumengesteinen, besonders solche aus Bitumensand, deshalb mit einer mastixvergossenen Schüttsteinlage oder mit Mastixgestein zu schützen.

3.1.2 Konstruktive Einzelheiten

3.1.2.1 Fußausbildung

Bei der vertikalen Fußsicherung liegt der Deckwerksfuß mit der Oberkante im allgemeinen unterhalb MThw. Deshalb sollte das oberhalb liegende Deckwerk als teilvergossene Steinschüttung oder Mastixgestein auf Filter aus Bitumensand, ungebundenen Mischkörnungen oder Geotextilien in ausreichender Breite durchlässig gestaltet werden (Abb. E 24a u. b). Wird ausnahmsweise unterhalb MThw, d. h. ohne Berücksichtigung von Algenbildungen und damit zu erwartender oberflächlicher Beschädigungen im Tidebereich, ein dichtes Asphaltbetonwerk an eine vertikale Fußsicherung unmittelbar angeschlossen, so ist diese bei rückwärtigem Druckwasser ausreichend durchlässig zu gestalten, z. B. als Pfahlreihe oder Wand mit Durchlässen. Bei dichter Fußsicherung muß das Druckwasser durch Entlastungslöcher in Form von filterstoffgefüllten Rohren, z. B. in den Tälern der Stahlspundwände, entwässern können (Abb. E 24c). Eingesetzte Bauteile, z. B. Rohre, sind im Falle der Verdichtungsbauweise mit Asphaltbeton nur schwierig einzubauen und zu unterhalten und bei schwerer Beanspruchung im allgemeinen nicht zugänglich. Berücksichtigt werden sollte dabei, daß sich Entlastungslöcher im Laufe der Jahre dicht setzen können; sie verlieren damit ihre Funktion, ohne daß das immer rechtzeitig erkannt wird. Außerdem ist die Verdichtung des Deckwerksmischgutes in diesem Bereich schwierig. Die Fußwand ist so zu bemessen, daß auch bei stärkerer Strandabnahme die stützende Wirkung erhalten bleibt.

Wenn vor einem Deckwerk nur mit einer geringen Strandabnahme zu rechnen ist, die eine Vorlage nicht unbedingt erforderlich macht, so können Asphaltdeckwerke auch bis in den Untergrund fortgeführt werden, um eine ausreichende Überdeckung des Böschungsfußes sicherzustellen (s. Abschn. 6, Beispiel 3). Die Fußwand kann dann kürzer ausgebildet werden und dabei der Fußpunkt 0,75 bis 1,50 m unter Geländeoberkante liegen.

Die horizontal liegende oder schwach geneigte Fußsicherung besteht im allgemeinen aus einer Vorlage, die folgende Funktionen zu erfüllen hat. Die Vorlage

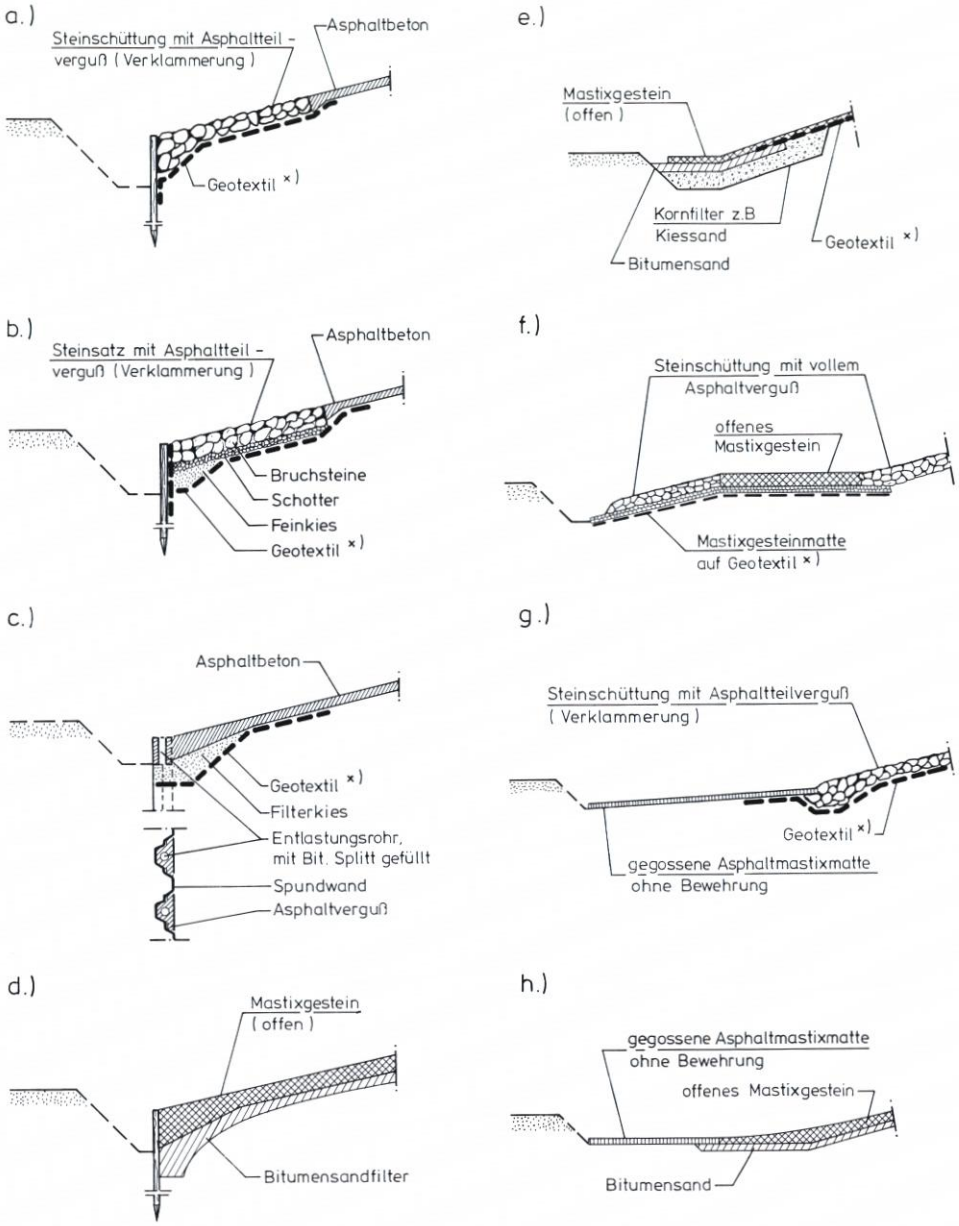


Abb. E 24. Fußausbildung von Deckwerken in Asphaltbauweise; Beispiele a.) bis d.) mit vertikaler Fußausbildung (Fußwand), Beispiele e.) bis h.) mit horizontaler Fußausbildung (Fußvorlage); Beispiel c.) nur geeignet bei geringem Binnenwasseranfall

* Geeignete Geotextilien unter Asphaltbeton und -verguß (Einbautemperatur bis 180 °C) sind Polyester (PES), Schmelztemperatur 256 °C, Polyamid 66 (PA66), Schmelztemperatur 256 °C, Polyamid 6 (PA 6), Schmelztemperatur 212 °C; **nicht** geeignet sind Polyäthylen (PE) und Polypropylen (PP), deren Schmelztemperaturen 130 bzw. 165 °C betragen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

- schützt das Deckwerk vor Unterspülungen,
- folgt den abnehmenden Strandhöhen,
- hält Längsströmungen vom Deckwerksfuß fern,
- verlängert den Sickerweg und beeinflußt den Grundwasserstand und die sich daraus ergebenden Druckverhältnisse unter dem Deckwerk,
- kann die Wellenhöhe verringern und den Wellenaufschlagpunkt verlegen (Bermenwirkung),
- bildet einen festen Ansatzpunkt und kann zur Abstützung des Deckwerks beitragen.

Das Gewicht der Vorlage muß dem Wellenangriff und der Strömung widerstehen, um ein „Flattern" zu vermeiden. Die Dicke beträgt im allgemeinen zwischen 15 und 30 cm.

Als Bauweisen sind bisher Matten aus Asphaltmastix und Schüttsteinlagen mit vollem Asphaltverguß eingesetzt worden, die meist auf geotextilen Geweben oder Vliesstoffen aufliegen, mit und ohne Bewehrung aus Geweben oder Gittern. Da solche Vorlagen auf einem Strand eingebaut werden, bei dem sich durch Ausspülen oder Abbruch unterschiedliche Höhen einstellen können, müssen die Vorlagen in allen Richtungen plastisch verformbar sein, um den Ausspülungen folgen zu können und keine Hohlräume entstehen zu lassen. Dabei hat sich verschiedentlich gezeigt, daß eine Bewehrung oder auch ein Filtertuch die erforderliche Verformbarkeit beeinträchtigen können.

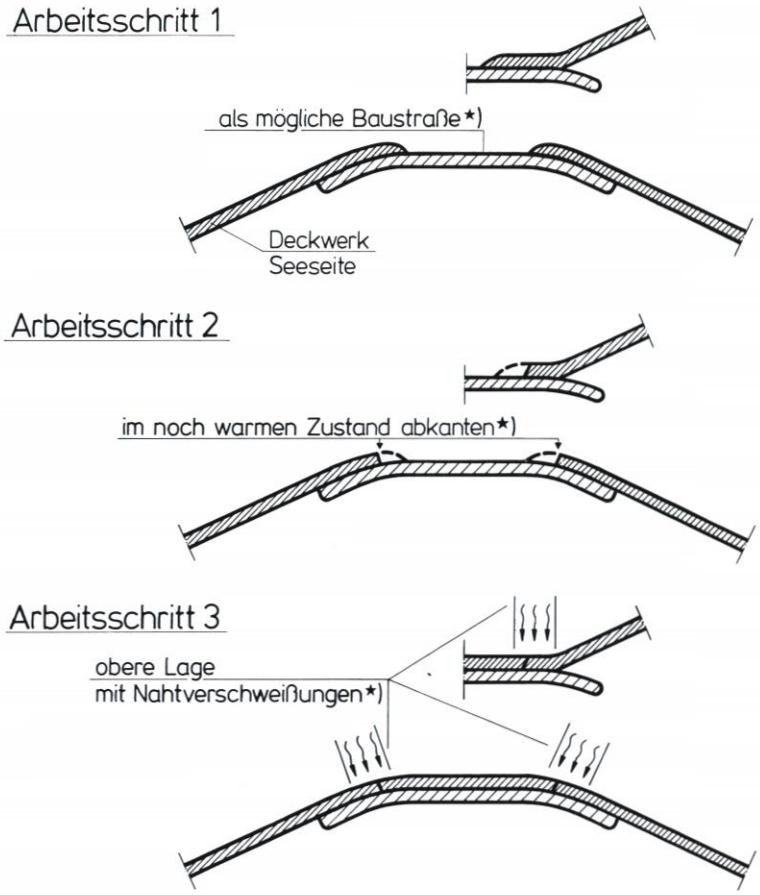
Da es aufwendig ist, ein Deckwerk aus Asphaltbeton oder vollem Schüttsteinverguß am Böschungsfuß durchlässig zu gestalten, ist die horizontale Fußsicherung zu bevorzugen, weil es leichter ist, eine Volage im Anschlußbereich an das Böschungsdeckwerk durch einen Teil aus Mastixgestein durchlässig und gleichzeitig beständig zu gestalten (Abb. E 24e, f u. h). Ist nicht mit einem Wasserüberdruck im Deich oder in der Böschung zu rechnen, genügt die Ausführung einer Vorlage nach Abb. E 24g.

Wegen ihrer großen Flexibilität ist der vor Ort gegossenen Asphaltmastix-Matte mit oder ohne geotextiler Bewehrung der Vorzug zu geben, da sie eine kurzfristige Anpassung an Strandabnahmen oder Ausspülungen zuläßt, ohne daß sie reißt oder andere Schäden aufweist. Werden die Ausspülungen allerdings so groß, daß große Teile der Matte mehr oder weniger frei hängen, so können diese Teile durch ihr Eigengewicht reißen oder sogar abreißen. Da dieser Vorgang jedoch nicht plötzlich abläuft, sondern immer innerhalb eines gewissen Zeitraumes und damit erkennbar wird, können entsprechende Gegenmaßnahmen rechtzeitig eingeleitet werden.

Auch die kombinierte Bauweise mit einer senkrechten Fußwand, die statt der Berme das Deckwerk schützt und mit einer Fußvorlage gegen das Unterspülen und teilweise Freispülen der Fußsicherung gesichert ist, kann aus konstruktiven oder wirtschaftlichen Gründen gewählt werden. Die Oberkante der Fußwand ist dabei, je nach zu erwartender Strandabnahme, in einer Dicke von 0,75 bis 1,50 m zu überdecken. Der an die Böschung angrenzende Teil der Vorlage sollte zur Druckentlastung durchlässig gestaltet werden, z. B. durch mit Schotter gefüllte Drahtkörbe, die mit Asphaltmastix teilvergossen werden (s. Abb. E 19).

3.1.2.2 Bermen- und Kronenausbildung

Eine im Deckwerk angeordnete Berme oder auch die Krone werden häufig als Baustraße benutzt. Dazu ist zuerst eine für den Baustellenverkehr ausreichend dicke Asphaltlage herzustellen. Nach Fertigstellung der seeseitigen Böschung – und gegebenenfalls auch der luftseitigen – folgt die endgültige Ausbildung des Bermen- oder Kronenbereiches in Profil und Dicke (Abb. E 25).



* **Arbeitsschritt 1:** Im Bereich von Krone bzw. Berme kann die untere Lage als Baustraße genutzt werden.
Arbeitsschritt 2: Die seitlichen Überlappungen sind in noch warmem Zustand zur späteren Herstellung einer Arbeitsnaht abzukanten.
Arbeitsschritt 3: Einbau der oberen Lage im Bereich von Krone bzw. Berme mit Verschweißung der Nähte.

Abb. E 25. Herstellung eines Asphaltbetondeckwerkes im Bereich von Deichkrone oder Außenberme

Für gute Haftung der Lagen untereinander ist zu sorgen. Langausgezogene Überlappungen zu den see- und luftseitigen Böschungen, insbesondere solche Überlappungen, die dünn auslaufen, sind unbedingt zu vermeiden, da dann sehr bald mit einer Bildung von Einzelrissen oder Rißfeldern zu rechnen ist. Zur Ausbildung des Anschlusses heiß an kalt ist, wie im Abschnitt 3.1.3.2 Tages- und Arbeitsnähte beschrieben, zu verfahren (Abb. E 31 u. E 32) und als Position ensprechend getrennt auszuschreiben.

Bermen sind an dem darüber und darunter liegenden Deckwerksteil mit Ausrundungen mit großem Radius anzuschließen und die bei der Herstellung entstehenden Anschlußnähte ebenfalls nach Abschnitt 3.1.3.2 zu gestalten.

Bordsteine sind auch im Kronenbereich Fremdkörper und erfordern eine beidseitige

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

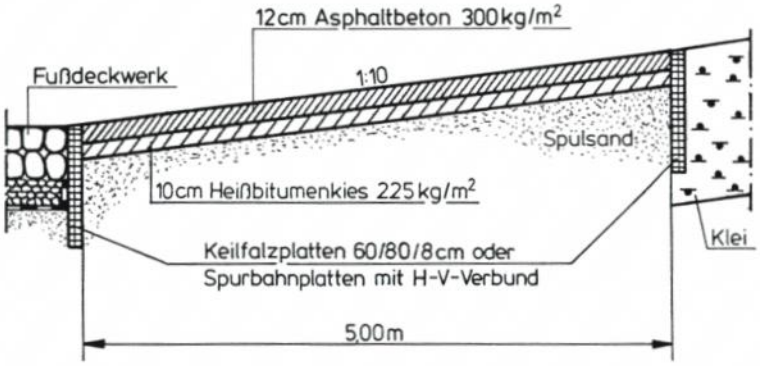


Abb. E. 26. Anschluß Asphaltdeckwerk an Kleidecken

Fugenausbildung mit Fugenfüllung, die während der gesamten Lebensdauer des Deckwerks unterhalten werden muß. Deshalb ist es besser, auf Bordsteine zu verzichten. Wird z. B. eine erhabene Fahrbahnbegrenzung gewünscht, dann kann diese als aufgeklebter Asphaltbetonhochbord gestaltet werden, der im mechanischen Verhalten kein Fremdkörper ist und keine Fugenausbildung erfordert.

Ist das Deckwerk im Kronenbereich mit einer Kappe abgeschlossen, so ist für ausreichende Entlüftung der Kappe durch Anordnung von Entlüftungsöffnungen zu sorgen.

3.1.2.3 Anschluß an Kleidecken

Wegen der Nachverdichtung, die Kleischichten über Jahre unterliegen, ist der Anschluß von Asphaltbetonschichten, z. B. als Wellenüberschlagsicherung, an oberhalb liegende frische Kleidecken besonders sorgfältig auszubilden. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abb. E 26.

Der untere und obere Abschluß solcher Asphaltbetondeckwerke wird entweder durch einen lagenweise hergestellten und mit Asphaltmastix teilvergossenen Sporn, etwa 25 cm breit und 60 bis 80 cm tief, gebildet oder durch hochkantgesetzte Betonspurbahnplatten mit Doppelverbund (s. Abschn. 3.2.1.2), z. B. 60/33/10 cm, oder Keilfalzplatten 60/80/8 cm, die bei teilweisem Freispülen ein Unterspülen des Deckwerks verhindern. Die Betonplatten besitzen einen waagerechten und senkrechten Verbund, erlauben aber durch die Fuge den Durchtritt von Druckwasser aus dem Deichkörper bzw. dem Klei, so daß es nicht zum Aufweichen des Kleis kommen kann.

3.1.2.4 Anschluß an starre Baukörper

Wegen des unterschiedlichen Setzungsverhaltens von starren Baukörpern und des angrenzenden Bodens als Unterlage für ein Asphaltdeckwerk sind Anschlußkonstruktionen auszuwählen, die ein Abreißen des Anschlusses verhindern und ausreichend flexibel sind, den Setzungsbewegungen risselos zu folgen. Die EAAW [36] enthalten eine Reihe unterschiedlicher Beispiele, die zum Teil auch für Küstenschutzdeckwerke anwendbar sind.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 27. Durchwuchs einer Asphalteingußdecke vor St. Peter-Ording, Baujahr 1960, Foto 1989

3.1.2.5 Durchwuchs von Pflanzen

Asphalt ist ein thermoplastischer Baustoff, der unter bestimmten Voraussetzungen von Pflanzen durchwachsen werden kann. Bei Schutzbelägen aus Vergußbauweisen ist der Durchwuchs im allgemeinen unschädlich. Eingußmassen können durchwachsen werden, wenn Steingerüst und Deckwerksdichte dieses zulassen (Abb. E 27).

Durchwuchs von Deckwerken aus Asphaltbeton und von Dichtungen ist zu verhindern. Dazu kann der Untergrund sterilisiert werden. Asphaltbeton wird bei Dicken von 12 bis 15 cm und einer Wasseraufnahme von höchstens 3 Vol.-% oder einem berechneten Hohlraum von höchstens 4 Vol.-% nicht mehr durchwachsen. Sollte eine solche Dicke stellenweise nicht erforderlich sein, so muß der Durchwuchs durch Sterilisieren der Unterlage verhindert werden.

3.1.3 Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise

3.1.3.1 Asphaltbeton

Nach Herstellung in Mischanlagen wird Asphaltbeton im heißen Zustand mittels Lastkraftwagen zur Baustelle transportiert. Deren Aufbauten müssen in der kalten Jahreszeit und bei starkem Wind gegen Wärmeverluste isoliert werden, oder das Mischgut muß mit Planen abgedeckt sein. Ist eine kurzzeitige Zwischenlagerung auf der Baustelle unvermeidbar, so sollten dafür Kübel benutzt werden, aus denen das Mischgut zum Verteilen durch Kopflader oder Baggerschaufel entnommen wird.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 28. Einbau von Asphaltbeton mit Grader

Eingebaut und abgezogen wird das Mischgut im allgemeinen mit einer Raupe, einem Grader (Abb. E 28), einem Kopflader oder einer Baggerschaufel (Abb. E 29). Ein Nacharbeiten mit Schieber oder Harke genügt im allgemeinen (Abb. E 30). Die damit erzielbare Ebenheit der Deckwerksoberfläche reicht in den meisten Fällen aus. Sollten jedoch gelegentlich besondere Anforderungen an die Ebenheit gestellt werden, so können bei geringer Böschungsneigung ($\leq 1:4$) und auch in der Horizontalen – gegebenenfalls umgebaute – Straßenfertiger Verwendung finden. Als Verdichtungsgeräte werden leichte bis mittlere Vibrationswalzen und gelegentlich auch Gummiradwalzen eingesetzt.

Sollte mit einem Straßenfertiger horizontal, d. h. quer zur Fallinie, eingebaut werden, so ist eine korrekte Einstellung der Höhenlage der Verteilerbohle die Voraussetzung für die gleichmäßige Verteilung der Verdichtung über die Einbaubreite und zur Vermeidung einer unbeabsichtigten Stufenbildung. Die obere Kante der Bahn ist horizontal auszuziehen, vertikal zu überwalzen, dann vor dem Einbau der oberen Bahn mit Bitumen anzustreichen und nach Auftrag der oberen Bahn im Nahtbereich sorgfältig zu verdichten (siehe auch Abschnitt 3.1.3.2 u. Abb. E 32).

Bei steilen Anschlüssen (schmale Verklebungsfläche) kann, besonders unter ungünstigen Witterungsverhältnissen, eine Nahtverschweißung über die volle Länge empfehlenswert sein.

Bei Einbau mit Straßenfertiger „heiß an kalt" muß die Überlappung der bereits erkalteten Schicht auf das notwendige Minimum beschränkt bleiben. Sie darf höchstens 2 bis 3 cm betragen, da es sonst in einem mehr oder weniger breiten Randbereich neben der Anschlußnaht auf der kalten Schicht zu Gefügestörungen und zu Kornzertrümmerungen kommen kann (Abb. E 31).

Abb. E 29. Einbau von Asphaltbeton mit Baggerschaufel

Abb. E 30. Einbau eines Asphaltbetondeckwerks mit Hydraulik-Bagger und Handabzug

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Beim Einbau mit dem Straßenfertiger wird der erreichbare Verdichtungsgrad unter anderem durch die Einbaugeschwindigkeit beeinflußt. Die Erhöhung des Vortriebs bewirkt, insbesondere bei den für Deckwerke im Küstenschutz üblichen großen Lagen- oder Schichtdicken, eine deutliche Verminderung der erreichbaren Verdichtung. Der Fertigereinbau mit den sogenannten höherverdichtenden Einbaubohlen kann zwar erfahrungsgemäß bereits zu Endhohlraumgehalten ≤ 3 Vol.-% führen, doch sollte auf den Einsatz von Walzen – wenn auch mit reduziertem Aufwand – keinesfalls verzichtet werden, da ein guter Oberflächenschluß unverzichtbar ist. Zusammen mit einer Oberflächenversiegelung wird dadurch die gewünschte hohe Gebrauchsdauer erreicht.

Asphaltbetonbauweisen werden immer im Trockenbau angewendet. Dicke Lagen – etwa ab 20 cm – können auch in der kalten Jahreszeit und bei leichtem Regen hergestellt werden. Für den Wintereinbau von Asphaltbeton wurden gelegentlich für die Böschungen abgedeckte und beheizte Fertiger mit Abzieh- und Rüttelbohle eingesetzt, die den Einbau von Heißmischgut in einer Lage praktisch bei jeder Witterung gestatten. Mischguttemperaturen sind auf die Einbaubedingungen einzustellen, ohne daß aber das Bindemittel Bitumen thermisch überbeansprucht wird. Die Eigenschaften der fertig eingebauten Baustoffe können an Ausbaustücken und Bohrkernen überprüft werden (s. EAAW 1983, C 9). Die ersten Kontrollen sind nach Einbau der ersten Teilfläche zu beginnen, damit sonst nicht erkennbare Mängel des Mischgutes und der Verdichtung rechtzeitig festgestellt und abgestellt werden können.

3.1.3.2 Arbeits- und Tagesnähte

Bei Arbeitsnähten zwischen den Einbaubahnen oder -streifen werden bei einem Anschluß „heiß an warm" keine besonderen Maßnahmen erforderlich. Gelegentlich werden wegen der Dicke eines einlagigen Einbaues die Bahnen bzw. die Felder mit Kanthölzern begrenzt, die man durch in die Unterlage getriebene Stahlnägel während des Verdichtungsvorganges gegen seitliches Verdrücken sichern kann. Das hat auch den Vorteil, daß das Mischgut an der Kante nicht lose herabfällt und so länger warm bleibt.

Auch besteht die Möglichkeit, die Bahnenkante durch Zusatzgeräte an den Walzen unter 70 bis 80 °C schräg anzuwalzen. Bei stärkerem und kaltem Wind, wie er ja häufig an der Küste auftritt, kann die Bahnenkante mit Infrarotstrahlern erwärmt werden. Es ist außerdem möglich, eine ausreichend geschlossene Nahtflanke nur mit Bitumen anzustreichen, z. B. mit Heißbitumen oder mit polymer-modifizierten Bitumenemulsionen.

Tagesnähte bei mehrlagigem Einbau von Asphaltbetondeckwerken werden in den einzelnen Lage versetzt angeordnet. Dadurch entsteht ein abgetreppter Abschluß, der die Zusammenziehung aus Abkühlung an der Oberfläche von der Naht in der obersten Lage auf die darunter liegende, in diesem Bereich nichtgestoßene, damit durchgehende und so vollwirksame Lage überträgt.

Mit dem Übergang auf den seit einer Reihe von Jahren meist einlagig durchgeführten Einbau dickerer Schichten kam es bei Tagesnähten in der Vergangenheit verschiedentlich zum Aufnehmen von Nähten mit der Bildung von Teil- oder durchgehenden Rissen oder zu späteren oberflächlichen Materialverlusten (Ausbrüchen) im Nahtbereich. Einzelne Anschlußlösungen haben sich auf Dauer nicht bewährt. Die folgenden Bauweisen vermeiden die bisher aufgetretenen Schäden weitgehend durch eine

- flach geneigte Naht (flacher Anschluß) (Abb. E 31) oder eine
- steil geneigte Naht (steiler Anschluß) (Abb. E 32).

Die flach geneigte Naht bedeutet einen geringen Arbeitsmehraufwand, der aber aus

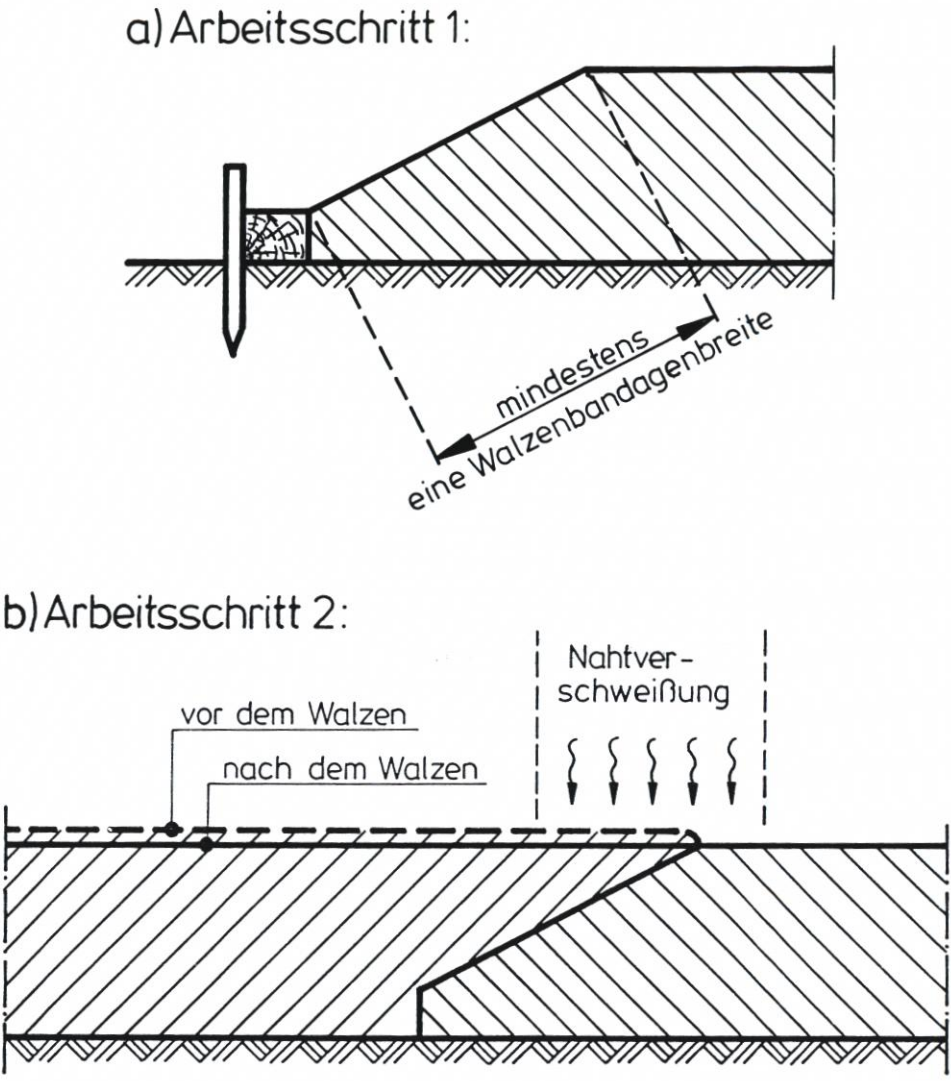


Abb. E 31. Flacher Anschluß einer Tagesnaht (Querschnitt)

Qualitätsgründen vertretbar erscheint. Sie bietet den Vorteil einer recht großen und gut verdichteten Anschlußfläche, die Zug- und Biegezugkräfte rißfrei aufnehmen kann; sie ist deshalb besonders zu empfehlen.

Der untere Randbalken als Walzwiderlager erlaubt ein gutes Verdichten des angrenzenden Mischguts und vermeidet einen dünn auslaufenden Keil. Er ist während des Verdichtens unverschiebbar zu befestigen. Nachdem die eigentliche Bahn und die Schräge in der Deckwerks-Fallinie gewalzt worden sind, kann mit längs, also parallel zur Krone laufenden Walzen der Übergang von der Horizontalen in die Schräge gewalzt werden. Dadurch wird erreicht, daß das Mischgut überall gleichmäßig verdichtet wird und keine unverdichteten Grate stehenbleiben.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

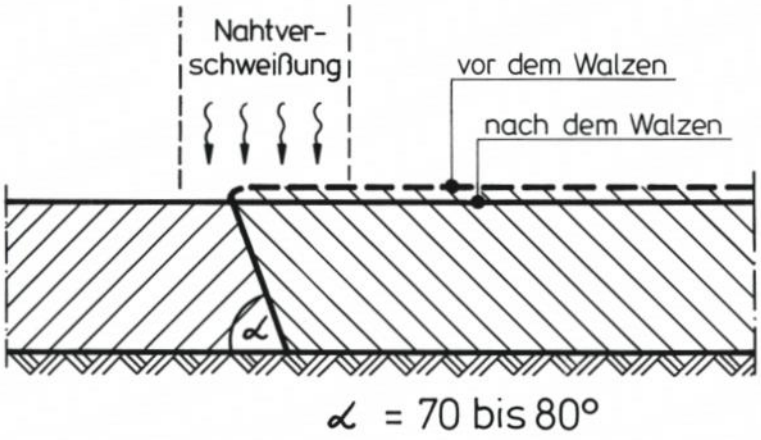


Abb. E 32. Steiler Anschluß zwischen Einbaubahnen (Querschnitt)

Zur Haftungsbesserung empfiehlt es sich, den gesamten Schrägbereich mit einem Haftanstrich oder einer Haftanspritzung zu versehen. Der Anstrich braucht wegen der Länge der Anschlußfläche nicht besonders dick zu sein, um die beabsichtigte Wirkung sicherzustellen.

Da Arbeitsunterbrechungs-Nähte möglichst vermieden werden sollten und damit eine „Tagesnaht" im allgemeinen auch nur einmal am Tag ausgebildet werden muß, wird auch der Aufwand für eine Nahtverschweißung (Abb. E 31 u. E 32) für vertretbar gehalten. Dazu heizt man den Nahtbereich auf etwa 25 bis 30 cm Breite schonend mit Infrarotstrahlern auf und verdichtet ihn intensiv durch Rüttelstampfer mit beheiztem Schuh (Abb. E 43). Bei dieser Nahtverdichtung verschwindet dann auch ein eventuell noch überstehender Teil der Anschlußbahn, so daß ein glatter Übergang auch bei der Tagesnaht möglich wird.

Der steile Anschluß bedarf einer Flankenverdichtung durch ein Zusatzgerät an der Walze. Auch hier sind ein Haftanstrich und die vorerwähnte Nahtverschweiß-Technik zu empfehlen.

Unbedingt vermieden werden sollten Randausbildungen mit senkrechten Nahtflanken, z. B. durch Walzen gegen eine rechtwinklige Begrenzung (Abb. E 33) – das Mischgut der Anschlußbahn gelangt nicht in ausreichender Menge in die untere Ecke – oder durch Walzen insbesondere dicker Schichten oder Lagen ohne Behandlung der Anschlußfläche (Abb. E 34) – das Mischgut bleibt dort sehr hohlraumreich und hat keine ausreichende Festigkeit.

Ein Abkanten des lockeren Randbereichs ist zwar möglich, kann aber wegen der meist nicht sehr standfesten Deckwerksunterlage zu Rissen im benachbarten Deckwerksbereich

Abb. E 33. Ungeeignete senkrechte Randausbildung

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

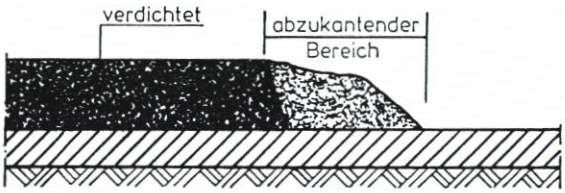


Abb. E 34. Lockere, nicht verdichtete Bahnenkanten sind abzukanten (Querschnitt)

führen und erfordert Nacharbeit an der Unterlage im Abkantbereich. Ein Abschneiden des hohlraumreichen Randbereichs mit Fugenschneidscheiben ist zwar grundsätzlich möglich, liefert aber eine sehr glatte Anschlußfläche, die eine Haftung in der Anschlußflanke vermindern kann. Gewalzte Bahnenkanten oder durch Abquetschen mit seitlich an den Walzen befestigten, auch leicht schräg gestellten Scheiben hergestellte Anschlußflächen bieten wegen des Grobkornanteils im Mischgut eine rauhere Anschlußfläche.

Bei Böschungsneigungen 1:5 und steiler wird i. d. R. in der Fallinie gewalzt und bei Einbau in Bahnen die obere Nahtflanke bis zum Untergrund ausgewalzt. Bei flacheren Neigungen kann auch horizontal gewalzt werden. Dann muß allerdings die obere Nahtflanke wegen ihrer geringen Breite mit Rüttelstampfern oder in sonst geeigneter Weise verdichtet werden.

H o r i z o n t a l e N ä h t e, die beim Längseinbau parallel zur Krone entstehen, sollten horizontal ausgewalzt (Abb. E 35) und vor der nächsten Anschlußbahn mit einem Bitumen-Haftanstrich versehen werden. Auch hier ist eine Nahtverschweißung zu empfehlen.

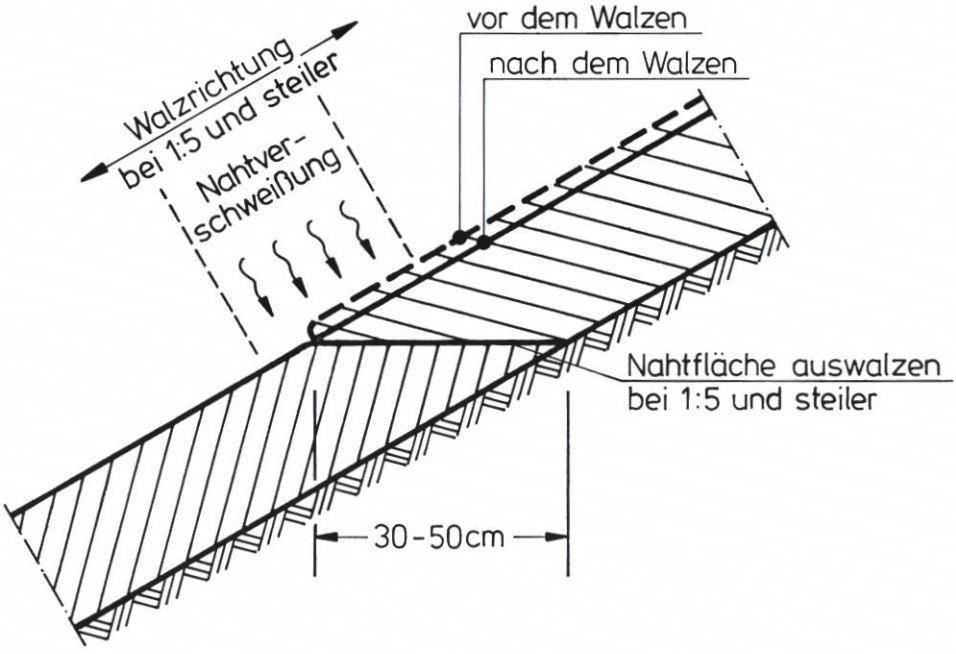


Abb. E 35. Nahtausbildung für horizontale Bahnenanschlüsse insbesondere bei Einbau mit normalen Straßenfertigern

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

3.1.3.3 Asphaltverguß

Eingußmassen (Asphaltmastix) werden ebenfalls in Heißmischanlagen hergestellt und können in Rührwerksbehältern zwischengelagert werden. Sie müssen in beheizten Behältern, die immer ein Rührwerk besitzen sollten, transportiert werden. Große Mengen werden über Rinnen (Abb. E 37) und Transportkübel mit Bodenklappe eingebaut. Für den gezielten Einbau mittlerer Mengen werden Asphaltpumpen eingesetzt (Abb. E 36). Von Hand mit Eimern wird aus wirtschaftlichen Gründen nur an schwer zugänglichen Stellen und auf kleinen Flächen vergossen (Abb. E 38).

Werden größere Hohlräume auf steilen Böschungen vergossen, so kann die Masse durch Aufstreuen von Splitt auf die Mastixoberfläche am übermäßigen Abfließen gehindert werden. Das Abstreuen mit ausgewählten Gesteinen dient auch der farblichen Angleichung der dunkelgrauen Asphaltoberfläche an die Steinlage und die Umgebung.

Die Einbautemperaturen des Mischgutes hängen von seiner Verwendung – Hohlraumgröße, Böschungsneigung, Einbau im Trockenen oder unter Wasser – und damit von seiner Zusammensetzung ab.

Auch der nachträgliche Verguß von Steinpackungen (Setzsteinlagen), deren Steine durch Kornverluste oder schlechte Setztechnik später zu wackeln anfangen, ist möglich und verlängert die Lebensdauer beträchtlich. Der Verguß kann von Hand mit Eimern, über Rinnen oder – am wirtschaftlichsten – durch Mastixpumpen erfolgen.

Abb. E 36. Asphaltverguß mit Mastixpumpe

Abb. E 37. Asphaltverguß mit Rinne

3.1.3.4 Asphalteingußdecken

Für geringere Belastungen werden sie einlagig, für schwerere Belastungen zwei- oder dreilagig hergestellt (Abb. E 22). Die Hohlräume einer Lage Schotter, z. B. der Korngröße 32/56 mm, werden mit Splitt verzwickt, dann werden die verbliebenen Hohlräume mit Asphaltmastix gefüllt, dieser mit Splitt abgestreut und der Splitt dann durch Abwalzen in den noch weichen Asphaltmastix eingedrückt. Der gleiche Vorgang wiederholt sich für weitere Lagen. Die Oberfläche kann durch ensprechende Wahl des Abstreusplittes farblich gestaltet und der Umgebung angepaßt werden.

Die in Abschnitt 3.1.1.3 besprochenen Asphalteingußdecken benötigten in früheren Jahren einen umfangreichen Handeinbau. Mit Hilfe moderner Geräte wie Hydraulikbagger kann der Einbau der Schüttsteinlagen wirtschaftlich gestaltet werden. Besonders aber wird das

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 38. Asphaltverguß von Hand

Einbringen der benötigten Eingußmassen durch Mastixpumpen erleichtert, die durch Ausleger mit großen Reichweiten einen sehr beweglichen Verguß gestatten.

3.1.3.5 Mastixgestein

Mastixgestein (z. B. 32/56 mm) nach den EAAW kann vor Ort oder als Matten eingebaut werden. Vor-Ort-Einbau erfolgt meist einlagig und ohne Verdichtung der verlegten Schicht, damit der gewünschte Durchlässigkeitsgrad der Schicht und vor allem die Dicke des den Schotter umhüllenden Mastixfilms voll erhalten bleiben und dieser in den Kontaktpunkten nicht weggedrückt wird, was für die Haltbarkeit entscheidend ist. Die ausreichende Dicke des Mastixfilms ist aber auch in den freien Mantelflächen für die Dauerbeständigkeit wichtig.

Hergestellt wird das Mastixgestein in einer Mischanlage, vorwiegend in einem Zweiphasen-Mischvorgang. Mit dem zuerst getrennt hergestellten dünnflüssigen Mastix wird anschließend in einem zweiten Herstellungsprozeß das Gestein, im allgemeinen ein Schotter, in einem Mischer umhüllt, und zwar bei sehr viel niedrigeren Temperaturen als ein Asphalt-Betongemisch. Übliche Umhüllungstemperaturen sind etwa 100 °C. Dadurch wird verhindert, daß übermäßige Mastixmengen während der Zwischenlagerung, beim Transport und beim Einbau vom Gestein ablaufen.

Deckwerke für einen Unterwassereinbau an Stromgerinnen oder steil abfallenden seeseitigen Unterwasserböschungen können als durchlässige Mastixgestein-Matten ausgebildet werden.

Baukörper aus Bitumensand müssen im Wasserwechselbereich und darüber oberflächlich

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

durch erosionsfeste Deckschichten geschützt werden, sofern sie nicht nur für eine begrenzte Lebensdauer bestimmt sind. In Frage kommen hierfür im wesentlichen mit Asphaltmastix vergossene Steinlagen oder Mastixgestein.

3.1.3.6 Bitumengestein

Für kompakte Baukörper im Trocken- und Unterwassereinbau werden im allgemeinen bindemittelarme Gemische wie Bitumensande verwendet. Sind sie in großen Lagerhaufen aufgeschüttet, so behalten sie – bis auf die abgekühlte Kruste – ausreichende Temperaturen für den Heißeinbau über Tage und Wochen (Abb. E 39). Bitumengestein wird im Trockenen wie Asphaltbeton transportiert und eingebaut. Für den Transport von der Mischanlage zum Zwischenlager werden auch Transportbänder benutzt.

3.1.3.7 Unterwassereinbau von Asphaltgemischen

Heißes Asphaltmischgut, das am Fuß vom Längs- oder Querwerk unter Wasser eingebaut werden soll, ist möglichst geschlossen in größeren Partien einzubringen, um Temperaturverluste und Wasserzutritt zu verhindern. Damit wird Schaumbildung bei der Berührung des Mischgutes mit Wasser sicher vermieden. Der Zusammenhalt der Asphaltmasse beim Verklappen kann durch Einwickeln in Maschendraht, z. B. Hühnerdraht, verbessert werden.

Abb. E 39. Schütten des Kerns einer Hafenmole aus Bitumensand in Zeebrügge (Außenhafen) (Baujahr 1979)

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Für den Unterwassereinbau von Eingußmassen wurden verschiedene Spezialgeräte entwickelt. Geschlossene Transportkübel mit Bodenklappe, teilweise auch isoliert, sowie Hosenrohre werden mit Baggern an den Einbauort geführt. Rohre mit mechanischer Förderung oder für das Fließen der Masse im freien Fall werden einschließlich der für die Baustoffbevorratung und Mischgutherstellung erforderlichen Maschinen auch auf Schiffen eingesetzt. Für das Verlegen von dünnen Bahnen unter Wasser ist es zweckmäßig, die Rohre gut zu isolieren oder mit einer Mantelheizung (Ölumlauf- oder elektrische Beheizung), insbesondere um die Auslaßöffnungen zu versehen.

Als Deckschichten im Wasserwechselbereich für Baukörper aus Bitumensand kommen im wesentlichen mit Asphaltmastix vergossene Steinschichten in Betracht (s. Abschn. 3.1.3.5).

3.1.4 Unterhaltung und Instandsetzung

3.1.4.1 Asphaltbeton-Deckwerke

Oberflächenversiegelungen

Langjährige Erfahrungen mit Asphaltbeton-Deckwerken haben gezeigt, daß es in jedem Fall zweckmäßig ist, neu hergestellte Deckwerke sofort und ältere, bereits angegriffene, so bald wie möglich an der Oberfläche zu versiegeln. Dadurch wird vermieden, daß die fortschreitende Alterung des Bindemittels in einer unmittelbar den Witterungseinflüssen ausgesetzten Oberfläche sowie die oxidierende Wirkung der UV-Strahlen in der oberflächennahen Zone zu Mörtelverlusten und feinen Oberflächenrissen führen.

Geeignete Verfahren sind:

– Oberflächenbehandlung, Bitumen oder Bitumenemulsion, abstreuen mit Kiesel oder Splitt und abwalzen.

– Hochstabilisierte Bitumenemulsionen, mit Zusatz von Betonit, in einer Menge von 1,5 bis 2,5 kg/m² mit 6 bis 8 bar aufgespritzt, sowohl als Versiegelung von frisch eingebautem Asphaltbeton als auch älterer, abgewitterter Oberflächen, auch mit feinen Rissen.

Im Seebau wurden damit bereits gute Erfahrungen, auch im Tidebereich, gemacht (Abb. E 40 u. E 41). Die Unterlage muß beim Einsatz von Bitumenemulsion nicht unbedingt trocken sein, doch soll das Emulsionswasser vor dem nächsten Regen oder vor dem Überspülen durch die nächste Tide voll verdunstet sein, die Versiegelung also ausgetrocknet sein.

Wird trotzdem vor dem völligen Durchtrocknen durch plötzlichen Regen, Wellenschlag oder auffrischenden Wind abgespült, so bleibt die gewünschte Wirkung i. a. dadurch erhalten, daß das durch den Druckauftrag in Vertiefungen eingedrückte Bitumen dort verbleibt und das Bindemittel im Mörtel des Gemisches schützt. Grobe Splitt- oder Kieskörner brauchen gegen die UV-Strahlung nicht geschützt zu werden.

Diese Oberflächenversiegelungen aus hochstabilisierten Bitumenemulsionen können nach dem Austrocknen auch einen nicht zu umfangreichen Fahrzeugverkehr aufnehmen. Sie sind besonders geeignet für den nachträglichen Auftrag in Rauhheitszonen (aufgeklebte Betonformsteine) (s. Beispiel 1).

– Heißmastix: Versiegelung des frischen, sauberen und trockenen Asphaltbetons mit etwa 4 bis 6 kg/m² eines bitumenreichen Mastix nach den EAAW 83, Abschnitt B 2.2, im Heißauftrag. Der nachträgliche Einbau von Oberflächenversiegelungen aus Asphaltmastix auf nicht voll durchgetrockneten Oberflächen, also solchen mit Feuchtigkeitseinschlüssen, führt meist zur Bildung von Bläschenfeldern.

Abb. E 40. Versiegelung des in der Oberfläche ausgemagerten Asphaltbetondeckwerks vor dem Strand in Büsum 1990

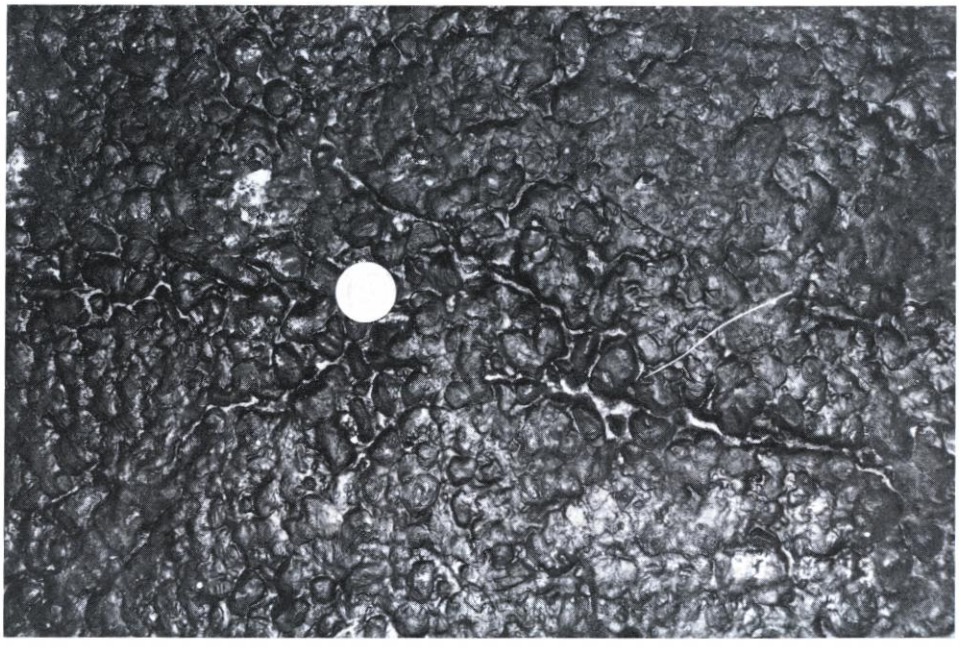


Abb. E 41. Oberflächenausschnitt zu Abb. E 40 nach durchgeführter Versiegelung

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Reparatur aufgegangener Nähte

Tagesnähte und Nähte bei Arbeitsunterbrechungen, z. B. einsetzendem stärkeren Regen, fallen auf Böschungen sowohl beim Längseinbau als auch beim Einbau von unten nach oben an. Bei den relativ großen Flächen von Deckwerken sind hier und da Bahnennähte, besonders Tagesnähte, aufgegangen. Wurde die Asphaltbetonschicht einlagig eingebaut, besteht die Gefahr, daß geöffnete Bahnennähte der obersten Lage als Risse bis auf die Unterlage durchschlagen und daß im Fall von Deichen mit Sandkernen oder von Böschungen an sandigen Küsten sandige Bodenteilchen der Unterlage durch Regenwasser herausgespült oder durch den Wellenauflauf- und -ablauf herausgesogen werden.

Die dabei entstehenden Hohlräume werden wegen der großen Dicke von Deckwerken im Küstenschutz und der höheren Steifigkeit des Asphaltbetons in der kalten Jahreszeit nicht immer sofort erkannt, so daß bei schweren Sturmfluten trotz der Plastizität des Asphaltbetons die Gefahr des Einbrechens nicht ganz von der Hand zu weisen ist.

Gehen die Risse nicht durch die gesamte Dicke des Asphaltbeton-Deckwerks hindurch – entweder weil die Asphaltbetonschicht in 2 oder mehr Lagen mit versetzten Nähten eingebaut wurde, oder weil Bewegungen in der Fläche so gering sind, daß sich die Nähte von der Oberfläche her nur auf wenige cm Tiefe öffnen oder als Folge von Biegezugspannungen in der Oberfläche bei starker und schneller einseitiger Abkühlung –, so genügt meist folgender Arbeitsablauf:

- Ausfräsen durch geeignete Geräte, die eine rauhe Fugenflanke erzeugen,
- Säubern des Fugenraums,
- Erwärmen und Benetzen der Fugenflanken mit einer Haftschicht und
- Einbringen einer in der jeweiligen Böschungsneigung standfesten, aber nach wie vor flexiblen Fugenvergußmasse.

Die Fugenvergußmasse muß dabei so weich wie möglich ausgewählt werden, da sie nach Erwärmung zwar in der Oberfläche herausquellen kann, bei der anschließenden Abkühlung wegen der dabei zunehmenden Viskosität jedoch stehenbleibt bzw. nur geringfügig zurückfließt. Dieses steht im Gegensatz zum Straßenbau, wo der Gummireifenverkehr in der Wärme herausgedrückte Fugenvergußmassen zu großen Teilen immer wieder in die Fuge zurückdrückt.

Durchgehende Risse sind in exponierter Lage gefährlicher. Liegen sie auf der Luftseite voll abgedeckter, überströmbarer Deiche, so kann die beschriebene Reparatur ausreichend sein. Besteht jedoch eine Gefahr für den Bestand des seeseitigen Deckwerks bei schweren Stürmen, so reicht das Ausfräsen und Verfüllen nicht mehr aus, da die Risse ja nur wenige cm tief ausgefräst und wieder verfüllt werden und damit der untere Bereich der klaffenden Risse offenbleibt und nicht gesichert wird. Hier bleibt nur eine Grundsanierung in der folgenden Art übrig:

Der Asphaltbeton wird im gerissenen Nahtbereich je nach Dicke der Schicht auf einer Breite von etwa 50 bis 80 cm mit abgetreppten Flanken ausgefräst (Abb. E 42), mit einem Haftanstrich versehen, wieder mit frischem, heißem Asphaltbeton-Mischgut gefüllt, wie üblich gewalzt und in den Anschlußbereichen, nach schonendem Wiederaufwärmen mit Infrarotstrahlern, mit Rüttelstampfern mit beheiztem Schuh nachverdichtet (Abb. E 43). Nach einer solchen Behandlung ist der sanierte Nahtbereich in der Qualität i. a. dem alten Deckwerk wieder gleichgestellt und damit vollwertig.

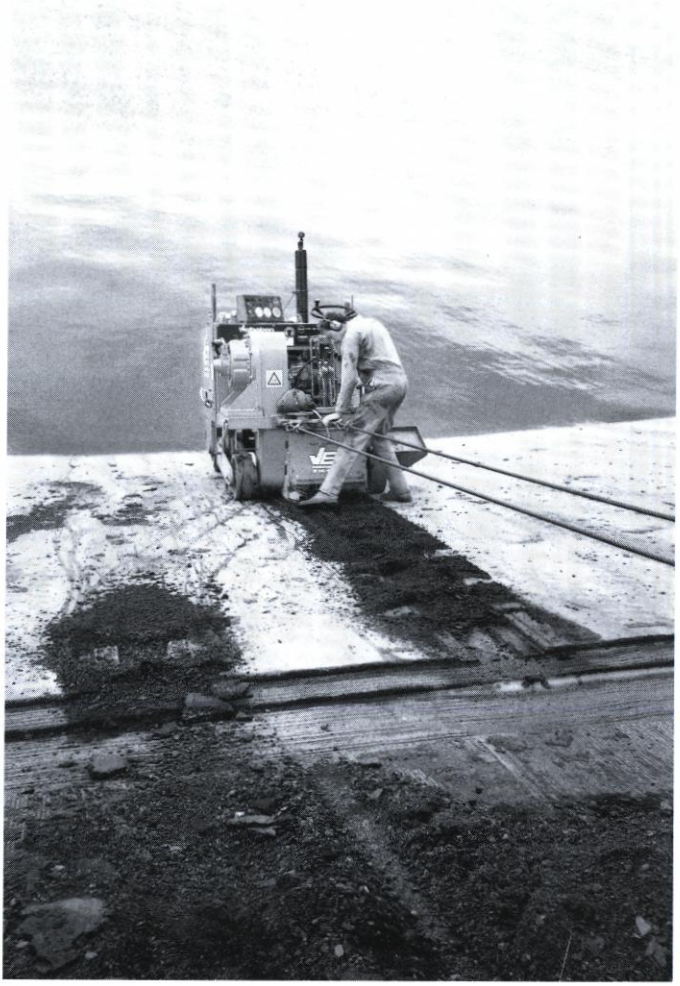


Abb. E 42. Abgetrepptes Ausfräsen eines gerissenen Bahnennahtbereiches

3.1.4.2 Vergußbauweisen

Da die Asphaltvergußmasse in sich wegen ihrer Hohlraumfreiheit keinerlei Alterung unterliegt, kann eine Unterhaltung und Instandsetzung nur erforderlich werden, wenn bei Teilverguß die Vergußmenge zu gering war und die vergossenen Steine sich lockern oder ganz herausgeschlagen werden. Hier ist dann rechtzeitig ein Nachverguß vorzunehmen, der die losen Steine wieder ausreichend verklammert.

Asphalteingußdecken und voll vergossene Steindeckwerke benötigen nach den gemachten Erfahrungen auch über lange Zeiträume im allgemeinen keinerlei Unterhaltungsmaßnahmen. Fließt wegen einer zu weichen Einstellung der Vergußmasse diese an steilen Böschungen (1:2,5 und steiler) im Laufe der Zeit aus den Hohlräumen heraus, so ist die weggeflossene Menge, wenn sich bereits Steine lockern, wieder zu ersetzen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 43. Nahtverdichtung durch Rüttelstampfer mit beheiztem Schuh

3.1.4.3 Mastixgestein

Bei stärkerer Beanspruchung können einzelne Schottersteine aus dem Verbund herausgelöst werden. Ist diese Gefahr bereits beim Entwurf abschätzbar, so kann die Schichtdicke gleich bei der Herstellung um den erwarteten Verlustbetrag vergrößert werden. Aber ebenso ist – nach entsprechender Vorbereitung der Deckwerksoberfläche durch Reinigung, Entfernen aller losen Bestandteile und Verschmutzungen und Anspritzen mit Bindemittel – das fehlende Gemisch in der Dicke des Verlustes wieder aufzubringen.

3.2 Deckwerke in Betonbauweise

3.2.1 Bauweisen

3.2.1.1 Allgemeines

Deckwerke in Ortbeton sind in der Vergangenheit als Steilprofil, S-Profil und flach geböscht auf den Inseln und an der Festlandsküste an zahlreichen Stellen gebaut worden und bestehen bis heute. In den letzten Jahren wurden jedoch keine neuen Deckwerke in Ortbeton mehr angelegt. Die Gründe dafür liegen in der späten Erkennung etwaiger Setzungen des Untergrundes, da die Ortbetonplatten örtliche Ausspülungen des Untergrundes überspannen. Heute ist die Verwendung von Betonsteinpflaster und Betonfertigteilen sowie die Vermörtelung (Verklammerung, Vollverguß) von Steingerüsten gebräuchlich. Unterschieden wird dabei zwischen dem Einbau über Wasser sowie unter Wasser mit der Wasserwechselzone.

Die Qualität des unter Wasser und im Wasserwechselbereich eingebrachten Betons ist nicht nur von der Zusammensetzung, sondern wesentlich auch von der Einbaumethode abhängig. Zur Beurteilung des Frisch- und Festmörtels sind Prüfungen festgelegt.

Da nach wie vor die vorhandenen Ortbeton-Deckwerke ihre Aufgabe in vollem Umfang erfüllen, wird auch auf diese Bauweise eingegangen. Dies nicht zuletzt, um Kenntnisse über kleinere Instandsetzungen zu vermitteln, die an den meistens mehrere Jahrzehnte alten Bauwerken nötig sind.

3.2.1.2 Betonsteinpflaster

Betonsteine sollen den Anforderungen im Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz entsprechen [18], sie haben den Vorzug exakter Maßhaltigkeit und lassen sich daher lohnsparend verlegen (Abb. E 10 u. E 44). Deckwerksteine werden mit Horizontal-, Vertikal- oder Doppelverbund (Horizontal- + Vertikalverbund) hergestellt. Die auf Formsteine mit Doppelverbund wirkenden Druck- und Schubkräfte werden mit den benachbarten Steinen auf den Untergrund übertragen. Der Horizontalverbund verhindert das Auseinanderklaffen der Fugen bei Verformungen des Untergrundes, das den Vertikalverbund unwirksam machen könnte.

Der Verbund gibt die Sicherheit gegen das Herauslösen einzelner Steine. Die Lagebeständigkeit wird durch das Eigengewicht, die Reibungswirkung infolge enger Fugen oder durch Verzahnung der Steinform erreicht. Die Abmessungen der Steine, vor allem ihre Dicke und ihr Einzelgewicht, richten sich nach den Beanspruchungen (Abb. E 45). Verzahnungen ergeben einen Horizontalverbund, einen Vertikalverbund oder Doppelverbund. Auf diese

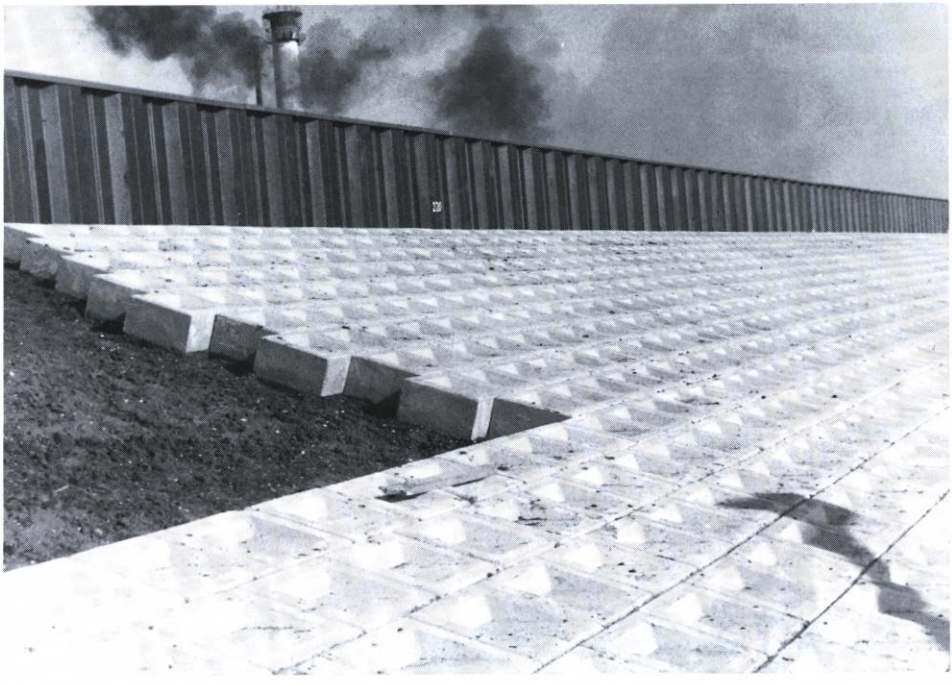


Abb. E 44. Deckwerk aus Betonsteinpflaster auf Bitumensand in Bremerhaven

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

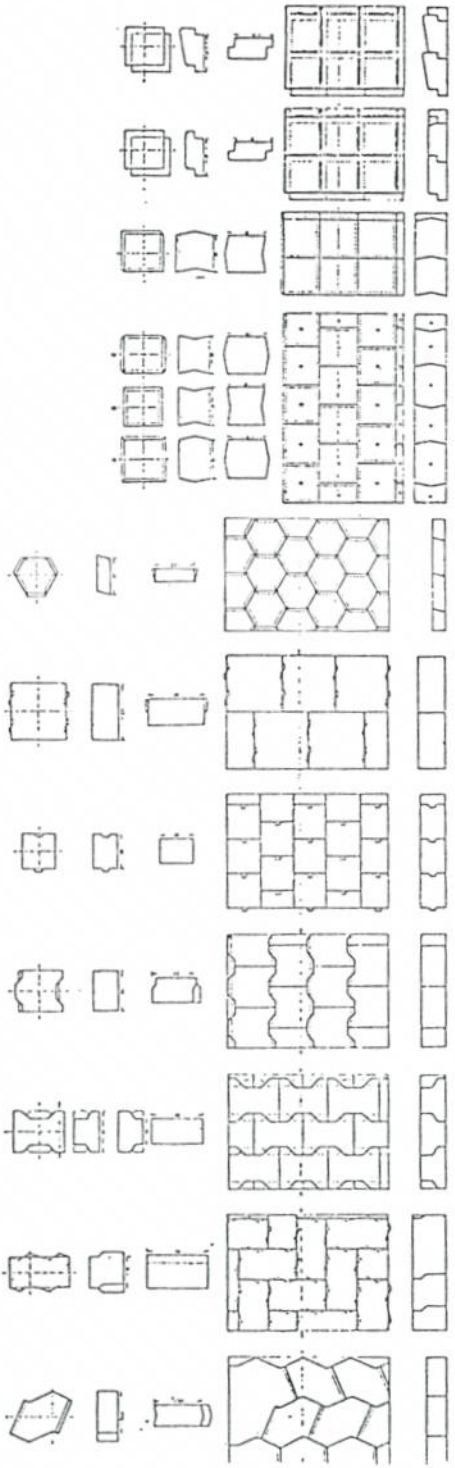


Abb. E 45. Beispiele von Betonsteinen mit Horizontal-, Vertikalverbund oder Doppelverbund

Abb. E 46. Rauhdeckwerk aus Betonsteinpflaster mit Horizontal- und Vertikalverbund, Bülker Leuchtturm bei Strande, Kieler Förde

Weise entsteht eine zusammenhängende Decke, die sich im Vergleich zu großen Betonplatten unterschiedlichen Setzungen des Untergrundes anpassen kann und diese erkennen läßt (Abb. E 46 u. E 47). Die Betonsteine für Deckwerke werden vielfach im Verbund mit versetzten Querfugen verlegt, damit in der Fallinie der Böschung durchgehende Fugen vermieden werden und der Unterbau durch auf- und ablaufendes Wasser nicht ausgewaschen werden kann. Wenn bei Deckwerken allerdings eher ein Unterspülen an der Ober- oder Unterkante zu befürchten ist, so wird das Pflaster so angelegt, daß der Horizontalverbund klaffende Fugen an diesen Kanten verhindert und die Fugen in der Horizontalen versetzt sind.

Deckwerke an der offenen See (s. Beisp. E 6 u. E 7), die starken Wellenbeanspruchungen unterliegen, sind möglichst flach zu böschen, etwa 1:6, damit Druckschläge nicht auftreten können. Dicke, vernadelte Vliesstoffe und eine Kombination von schweren Vliesstoffen und schwerem Gewebe haben sich als Filterschicht unter Deckwerken bewährt.

Als Richtwerte für Deckwerke aus Betonsteinpflaster können – abhängig von der äußeren Beanspruchung (Wellen, Strömung) – nachstehende Flächenlasten gelten:

leichte	Beanspruchungen	3 bis 4 kN/m^2
mittlere	Beanspruchungen	4 bis 6 kN/m^2
schwere	Beanspruchungen	6 bis 10 kN/m^2 und mehr.

Die Deckwerksdicken betragen entsprechend 12 bis 40 cm.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 47. Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit Vertikalverbund bei Hamburg-Altenwerder

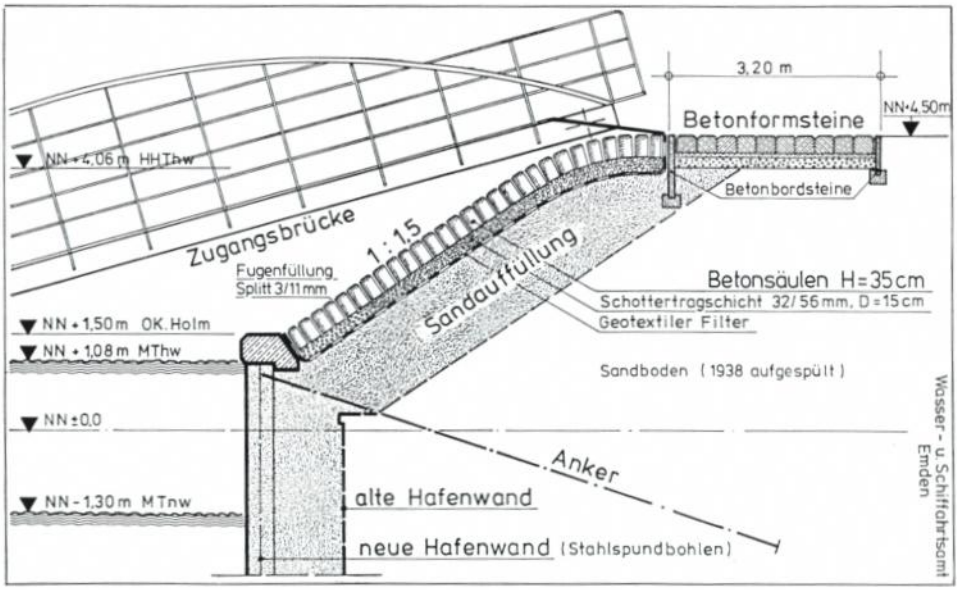


Abb. E 48. Querschnitt der neuen westlichen Hafenwand im Schutzhafen Borkum [24]

Abb. E 49. Betonsäulendeckwerk im Schutzhafen Borkum [24]

3.2.1.3 Verklammerung und Vollverguß

Deckwerke können mit Zementmörtel wasserdurchlässig verklammert (Teilverguß) oder als dichte Deckschicht voll vergossen werden (Vollverguß). Für die Arbeiten unter Wasser und in der Wasserwechselzone ist ein dichter, speziell aufbereiteter Vergußmörtel erforderlich (Abb. E 51 u. E 52). Einzelheiten enthält [39].

Die Dicke der Verklammerung oder des Vollvergusses innerhalb einer Steinschüttung richtet sich nach deren äußeren Belastungen (Empfehlungen A), dem Untergrund (Empfehlungen B) und der Neigung des Deckwerkes. Vollverguß ist bei starken Beanspruchungen erforderlich (s. Abschn. 2.2.2 u. 2.4.1), während sonst die Verklammerung ausreicht. Der Vollverguß ergibt immer ein geschlossenes, dichtes und die Verklammerung immer ein offenes, wasserdurchlässiges Deckwerk.

Die zu vermörtelnde Steinlage soll aus einem Haufwerk bestehen, das keine Körnung unter 32 mm enthält. Das Größtkorn des Vergußmörtels darf höchstens 1/20 des Kleinstkorns der Steinlage betragen. Der Einbau erfordert besondere Erfahrungen bei der Füllung der Hohlräume; er ist entsprechend zu überwachen und durch Prüfungen nachzuweisen [39].

3.2.2 Konstruktive Einzelheiten

3.2.2.1 Bermen-, Kronen- und Fußausbildung von Deckwerken in Betonsteinpflaster

Die befestigte Berme oder Krone des Deckwerkes wird zweckmäßig als Bau- und Unterhaltungsstraße genutzt. Eine Betondecke – wenn nicht mit Setzungen gerechnet werden muß – von mindestens 14 bis 16 cm (ZTVBeton 78 [14]) oder ein Betonsteinpflaster in entsprechender Dicke auf einer zementverfestigten Tragschicht von 15 cm nach ZTVT-StB oder ZTVV-StB ist dann erforderlich. Eine Betondecke kann ohne Geräteeinsatz auch als Fließbeton eingebracht werden.

Die Neigung der Deckwerksoberfläche wird je nach Beanspruchung zwischen 1:3 und 1:6 gewählt. Im Bereich zwischen MThw und dem über HHThw liegenden Bemessungs-

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

wasserstand wird „glatt" gepflastert, oberhalb ist ein Rauhdeckwerk (Abb. E 50) durch Pflasterung mit Steinen unterschiedlicher Dicken zur Verringerung des Wellenauflaufs üblich (s. Abschn. 2.4.7). Am Übergang vom geneigten Deckwerk mit Ausrundung zur Berme empfiehlt sich bei Doppelverbund zur Vermeidung von Pflasteransätzen und Filtermattenunterbrechung ein gut ausgerundeter Übergang (Radius >2 m) ohne Unterbrechung der Verbundwirkung.

Der Deckwerksfuß ist mit einer Fußspundwand, evtl. mit einer Fußvorlage zu sichern, wofür in Abschn. 2.5 u. Abb. E 16 bis E 18 Beispiele gegeben sind.

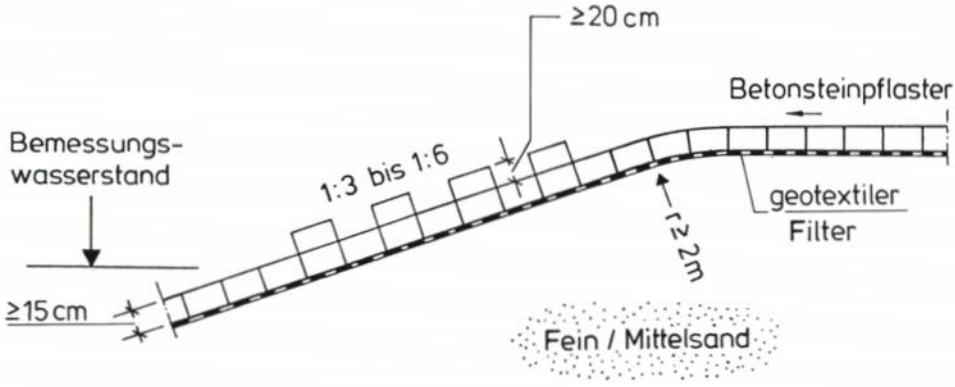


Abb. E 50. Offenes Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit Horizontal- und Vertikalverbund, oberhalb des Bemessungswasserstandes als Rauhdeckwerk

3.2.2.2 Verklammerung und Vollverguß von Deckwerken

Der Vergußmörtel für Deckwerke muß langzeitbeständig sein. Seine Ausgangsstoffe müssen den Baustoffnormen entsprechen und der Güteüberwachung unterliegen. Im Unterwasser- und Wasserwechselbereich muß der Vergußmörtel einen hohen Widerstand gegen Frost aufweisen. Dazu ist ein Beton bzw. Mörtel der Betonfestigkeitsklasse $\geq$ B 25 und ein Wasserzementwert von w/z $\leq 0{,}60$ als Grenzwert (Mittelwert 0,55) erforderlich. Die Anforderungen an die nach Eigenschaften des Frisch- und Festmörtels richten sich nach den Einbaubereichen [39].

Stets zu erfüllende Eigenschaften:

- gute Fließfähigkeit bei gutem inneren Zusammenhalt (geringe Entmischungsneigung)
- gute Haftung an den Oberflächen von Wasserbausteinen und Stahl (Spundwänden) sowie anderen Baustoffen
- Erreichen der vorgegebenen Mörteldruckfestigkeit (DIN 1045)

Besondere Eigenschaften:

- im frischen Zustand großer Widerstand gegen Erosion durch Strömung, Wellen und Niederschläge
- Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1045
- Wasserdurchlässigkeit (k-Wert) bei geforderter hydraulischer Filterfähigkeit
- großer Widerstand gegen Frost nach DIN 1045
- großer Verschleißwiderstand nach DIN 1045, z. B. bei Sandschliff, Geschiebetrieb u. dgl.

Die o. g. Forderungen nach besonderen Eigenschaften des Vergußmörtels sind abhängig von den Einbaubereichen:

- ständige Unterwasserzone
- Wasserwechselzone
- ständige Überwasserzone

Die Wasserwechselzone umfaßt den Bereich des Tidehubs und des Wellenauflaufes. Für den Unterwasserbereich und die Wasserwechselzone sind vereinfachend zwei Typen (Arten) Vergußmörtel zu unterscheiden:

Typ A – Dichter Vergußmörtel mit spezieller Aufbereitung. In Kolloidalmühlen durch Hochgeschwindigkeits-Scheraktion (2200 bis 2500 U/min., Mischzeit mindestens eine Minute) aufbereiteter Zementmörtel.

Typ B – Dichter Vergußmörtel mit Betonzusätzen. In Betonmischer nach DIN 1045, Abschnitt 9.3.1 bzw. 9.3.2, aufbereiteter Zementmörtel, der nach Zugabe eines oder mehrerer Zusatzmittel mit gültigem Prüfzeugnis die geforderten Eigenschaften erreicht (Mindestmischzeit nach DIN 1045, nach Additivzugabe noch einmal 60 Sekunden).

In der ständigen Überwasserzone kann ein dichter Vergußmörtel der Druckfestigkeit ≥ B 25 nach DIN 1045 eingesetzt werden, der beim Einbau eine fließfähige Konsistenz aufweisen muß. Als Richtwerte für den Zementgehalt von Vergußmörtel gelten die in Tab. E2 in Abhängigkeit von Anwendungsbereich und Vergußmörtelart genannten Zahlen.

Tabelle E2. Richtwerte für Zementgehalt des Vergußmörtels in kg/m³

Anwendungsbereich	Typ A	Typ B
Ständige Unterwasserzone	550	350
Wasserwechselzone	550	450
Ständige Überwasserzone	500	400

Mit den angegebenen Zementgehalten werden in der Regel die Festigkeitsklassen B 25/B 35 erreicht. Bei besonderen Anforderungen, wie z. B. Sandschliff, ist mindestens die Festigkeitsklasse B 35 einzuhalten [39].

3.2.3 Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise

3.2.3.1 Betonsteinpflaster und Betonformkörper

Betonsteine und Betonplatten werden, am Fußpunkt beginnend, von Hand oder mit Verlegegeräten und Betonformkörper mit Hubgeräten eingebaut. Ein Verbund ist mit Hilfe entsprechender Formgebung oder mit durchgehenden, nichtrostenden Drähten, durchgehenden Kunststoffseilen oder durch Aufdübeln auf geotextile Gewebematten möglich (Abb. E 17 u. E 18).

Hohe Verlegeleistungen sind durch Verlegegeräte der verschiedensten Art zu erreichen. Für Betonformkörper werden zur Handhabung häufig einbetonierte Anker, Schlaufen oder ähnliche Hilfsmittel vorgesehen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

3.2.3.2 Zementmörtelverguß, Mörtelbedarf und Einbauverfahren

Der Mörtelbedarf bei der Verklammerung ist von den Beanspruchungen eines Deckwerkes abhängig. Sie wird außerdem beeinflußt durch die Dicke der Deckschicht, die Größenklasse, Abstufung und Lagerungsdichte der Wasserbausteine, die Einbauart des Vergußmörtels (von Hand oder maschinell) und die Ebenheit der Steinschüttung.

Für unterschiedliche Beanspruchungen und Deckwerksdichten (d) enthält Tabelle E 3 Richtwerte für den Mörtelbedarf beim Einbau mit einer Toleranz von ± 10 %.

Tabelle E3. Richtwerte des Mörtelbedarfes für Verklammerung in l/m² in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen

	über Wasser[1]		Wasserwechselzone und unter Wasser		über Wasser[1]	Wasserwechselzone und unter Wasser
Deckwerksdicke	d = 40 cm		d = 40 cm		d = 60 cm	d = 60 cm
Steinklasse	Kl. II	Kl. III	Kl. II	Kl. III	Kl. III	Kl. III
Verklammerungstiefe	20–30 cm	25–35 cm	30–40 cm	30–40 cm	45–55 cm	45–55 cm
Gruppe I[2]: geringe Beanspruchung, z. B. Wellenhöhe ≤ 0,75 m	45	55	50	75	80	110
Gruppe II[3]: größere Beanspruchung, z. B. Wellenhöhe ≥ 0,75 m	65	80	75	90	110	130

[1] Einbau im Trockenen (oberhalb der Wasserwechselzone)
[2] Gruppe I: Gering beanspruchte Sohlen- und Böschungssicherungen
[3] Gruppe II: Böschungs- und Sohlensicherungen mit größerer Beanspruchung wie z. B. bei Seebuhnen, Leitdämmen, Sielen, Sperrwerken, Seeschleusen und schweren Deckwerken

Die in der Tabelle E 3 angegebenen Richtwerte können besonderen Erfordernissen angepaßt und deshalb über- oder unterschritten werden. Außerdem beeinflußt die Einbauart – maschinell, von Hand oder kombiniert – die Verklammerungsmenge wie folgt:

- Bei Einbau unter Wasser von Hand durch Taucher sind die Vergußmengen um 10 bis 20 % zu vergrößern.
- Im Wasserwechselbereich empfiehlt es sich, bei starker Strömung oder Wellenwirkung die Vergußmassen um 10 bis 20 % zu vergrößern.

Die Durchlässigkeit der Deckschicht muß auch nach der Verklammerung ausreichend sein, was bei einem Hohlraumgehalt von mindestens 10 % je 5 cm Deckschichthöhe gewährleistet ist. Im Mittel sollten über die gesamte Höhe der Deckschicht 20 % Hohlraum verbleiben (Abb. E 51).

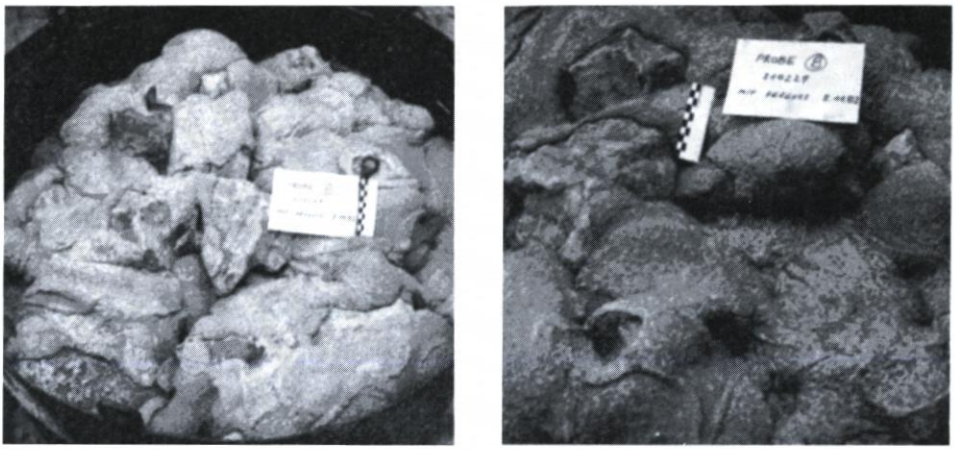
Der Hohlraumanteil einer Steinschüttung aus Wasserbausteinen liegt im allgemeinen zwischen 35 % und 55 %. Er kann geringer als diese Werte sein, wenn die Steinschüttung durch maschinelles Andrücken oder manuelles Auszwicken nachgearbeitet wird. Bei Vollverguß ist die Vergußmenge so zu wählen, daß die Hohlräume des zu vergießenden Steingerüstes voll ausgefüllt werden (Abb. E 52). Ist eine große Rauhigkeit der Deckschicht erwünscht, so sind die Deckschichtdicke und die Einbaudicke des Vergußstoffes so aufeinander abzustimmen, daß die Steine an der Oberfläche der Deckschicht je nach der erwünschten Rauhigkeit mehr oder weniger weit aus dem Verguß herausragen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

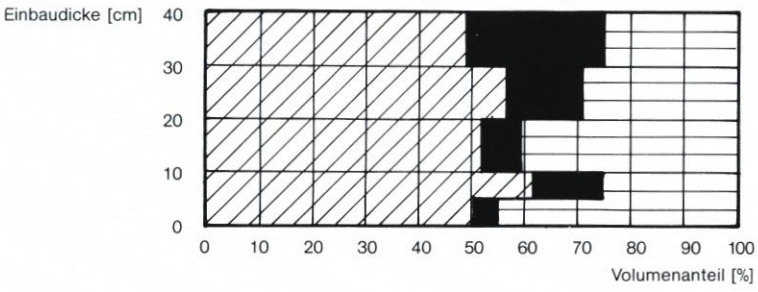
Ansicht und Vergußstoffverteilung

Größe der Wasserbausteine:	Klasse II
Einbaudicke der Wasserbausteine:	40 cm
Einbauart des Vergußstoffes:	im Trockenen von Hand
Vergußstoffmenge:	56 l/m^2
gemessene Wasserdurchlässigkeit nach Herstellung des Teilvergusses:	k = 9 × 10^{-2} m/s

Voll- und Teilansicht des Versuchskörpers



Vergußstoffverteilung



Festvolumen der Steine

Festvolumen des Vergußstoffes

freies Porenvolumen der Steinschüttung einschließlich Vergußstoff

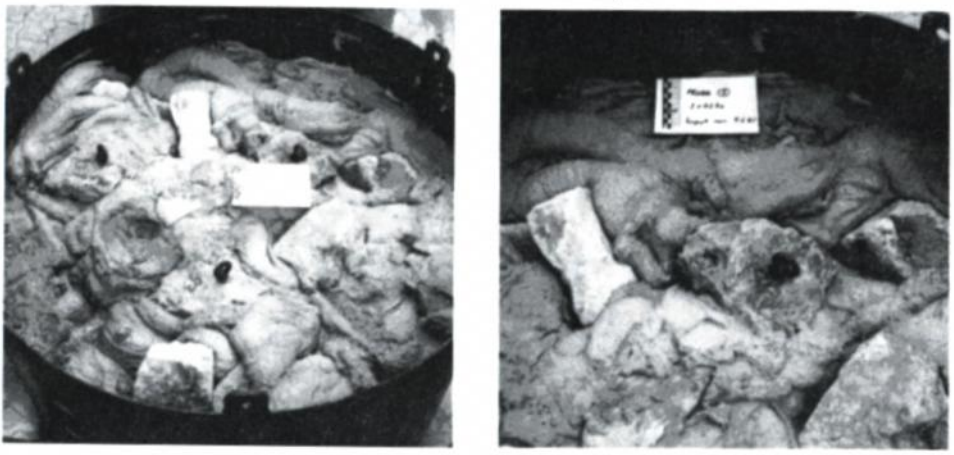
Abb. E 51. Verklammertes Deckwerk aus Wasserbausteinen

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

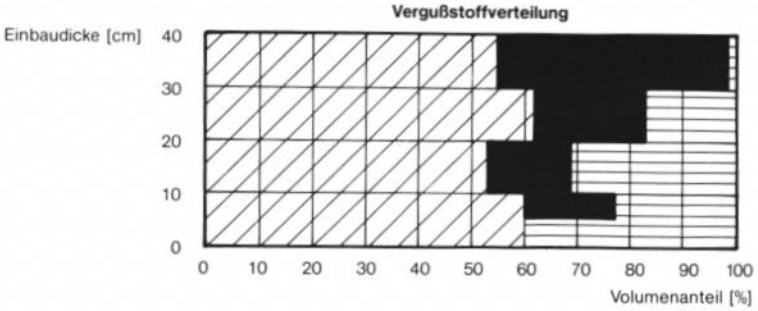
Ansicht und Vergußstoffverteilung

Größe der Wasserbausteine:	Klasse II
Einbaudicke der Wasserbausteine:	40 cm
Einbauart des Vergußstoffes:	im Trockenen von Hand
Vergußstoffmenge:	105 l/m^2
gemessene Wasserdurchlässigkeit nach Herstellung des Teilvergusses:	k = 5 × 10^{-3} m/s

Voll- und Teilansicht des Versuchskörpers



Vergußstoffverteilung



Festvolumen der Steine

Festvolumen des Vergußstoffes

freies Porenvolumen der Steinschüttung einschließlich Vergußstoff

Abb. E 52. Deckwerk aus Wasserbausteinen mit Vollverguß

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Tabelle E4. Prüfungen zur Qualitätssicherung des Zementmörtels für Verklammerung und Vollverguß [39]

Erforderliche Prüfungen	Grundprüfung durch BAW als Zulassung für den Auftragnehmer	Eignungsprüfung vor Baubeginn durch den Auftragnehmer bei Flächen > 5000 m² bzw. Abweichungen von Grundprüfung	Eigenüberwachung während der Bauarbeiten durch den Auftragnehmer	Kontrollprüfungen im Bedarfsfall durch Auftraggeber festzulegen
1	2	3	4	5
Ausgangsstoffe				
Zuschlag nach DIN 4226	x	x	Lieferscheine, Augenschein Absiebung bei vermuteten Abweichungen von Sollkörnung	
Zement nach DIN 1164	x	Lieferschein	Lieferscheine (jede Lieferung)	
Zusätze nach DIN 4226, DIN 51043 oder mit gültigem Prüfzeichen	Lieferschein (Wirksamkeit bei Prüfung der geforderten Frisch- und Festmörteleigenschaften)	Lieferschein (Wirksamkeit bei Prüfung der geforderten Frisch- und Festmörteleigenschaften)	Lieferschein (jede Lieferung)	
Frischmörtel				
Temperatur des Mörtels	x	x	1 × täglich	
Rohdichte	x	x	1 × täglich	
Luftporengehalt	x	x	1 × täglich	
Konsistenz in Anlehnung an DIN 1048				
a) ohne Schocken				
a = 32 cm ± 2 cm für Einbau unter Wasser	x	x	3 × täglich	
a = 36 cm ± 2 cm für Einbau im Trockenen	x	x	1 × täglich	
b) nach 15maligem Schocken				
a = 48 cm ± 2 cm für Einbau unter Wasser	x	x	3 × täglich	
a = 52 cm ± 2 cm für Einbau im Trockenen	x	x	1 × täglich	
Widerstand gegen Erosion				
a) Unterwasser- und Wasserwechselzone				
Turbulenztest ≤ 4 M.-%)	x	–	–	
Ausspültest ≤ 6 M.-%)	x	x	3 × täglich	
b) bei Einbau im Trockenen				
Turbulenztest ≤ 4 M.-%)	x	–	–	
Ausspültest ≤ 6 M.-%)	x	x	1 × täglich	
Wasserzementwert (Soll ≤ 0,60) bzw. FA-Anrechnung $\frac{w}{z + 0{,}3\,f}$ mit $f \leq 0{,}25 \cdot z$	x	x	1 × wöchentlich	
Erhärteter Vergußmörtel				
Druckfestigkeit B 25 ≥ 30 N/mm² und Rohdichte	x	x	3 Prüfkörper je 5000 m² Fläche	
Spaltzugfestigkeit	x	x	3 Prüfkörper je 10 000 m² oder 2 Arbeitswochen	
Wasserundurchlässigkeit bzw. k-Wert	x	x	3 Prüfkörper je 10 000 m² oder 2 Arbeitswochen	
Widerstand gegen Frost	x	–	–	

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Bei den Einbauverfahren wird unterschieden zwischen dem Einbau über Wasser, unter Wasser und im Wasserwechselbereich. Der Einbau über Wasser ist von Hand oder maschinell möglich, indem der Vergußmörtel mittels eines Einbaugeräts gleichmäßig im Deckwerk verteilt wird. Bei Einbau von Hand und bei maschinellem Einbau wird die eingebrachte Mörtelmenge nach den Lieferscheinen der Ausgangsstoffe oder des Vergußmörtels und der Einbaufläche überwacht. Bei maschinellem Einbau wird der Arbeitsfortschritt des Einbaugerätes durch die geförderte Vergußmörtelmenge gesteuert.

Der für den Einbau unter Wasser verwendete Vergußmörtel muß einen großen Widerstand gegen Erosion aufweisen. Von Hand kann unter Wasser nur von Tauchern eingebaut werden, was erfahrene Arbeitskräfte bedingt. Die Einbaumenge wird über die Menge des Vergußmörtels und die Fläche überwacht. Maschineller Einbau kann mit einem Verteilerwagen erfolgen, der über das Deckwerk läuft und den Vergußmörtel durch gesteuerte Schlauchbewegungen gleichmäßig verteilt. Die Fortbewegung des Einbaugerätes wird dabei elektronisch über die Förderleistung gesteuert.

Der beim Einbau im Wechselbereich verwendete Vergußmörtel muß ebenfalls einen großen Widerstand gegen Erosion haben. Da in diesem Bereich mit Einbauverlusten durch Strömung und Wellenwirkung zu rechnen ist, sollte von Hand und mit Sichtkontrolle eingebaut werden. Im Tidebereich ist mit den Vergußarbeiten bei fallendem Wasser zu beginnen, und die Arbeit ist so zu beenden, daß die Vermörtelung bei steigendem Wasser erosionsfest ist.

Die Prüfungen zur Qualitätssicherung der Ausgangsstoffe, des Frischmörtels und des erhärteten Mörtels – Verklammerung oder Vollverguß – sind in der Tabelle E 4 zusammengestellt.

3.2.4 Instandhaltung von älteren Deckwerken aus Ortbeton oder Betonplatten

Deckwerke aus Ortbeton oder vorgefertigten Betonplatten mit größeren Abmessungen wurden in den letzten Jahren nicht mehr gebaut, ältere Bauwerke müssen aber weiter unterhalten werden. Derartige Deckwerke wurden allein nach Erfahrungswerten bemessen. Ihre Dicke beträgt in der Regel 15 bis 20 cm (Abb. E 53).

Der Ortbeton wurde streifenweise in Längs- oder Querrichtung eingebaut. Häufig wurde zunächst nur jeder zweite Streifen betoniert und nach ausreichender Erhärtung der dazwischen liegenden Streifen mit Preßfuge dicht anbetoniert. Die Plattenabmessungen bei dieser Bauweise betragen 4,0 m bis max. 7,5 m Seitenlänge (Abb. E 53). Wegen des Korrosionsschutzes der Bewehrung beträgt die Betondeckung i. d. R. 5 cm. Vorgefertigte Betonplatten haben Abmessungen von 1 m^2, 2 m^2, 3 m^2 und mehr. Der Beton der Platten entspricht i. d. R. den Betonfestigkeitsklassen B 35 und B 45. Nach den heute geltenden Grundsätzen ist für Ortbeton und großformatige Platten – schlaff bewehrt oder vorgespannt – die DIN 1045 bzw. DIN 4227 maßgebend (s. Empf. C, Abschn. 5). Ortbeton und Platten erfordern ein ebenes und gleichmäßig tragfähiges Planum, das keine Setzungen erwarten läßt, um Hohlräume unterhalb zu verhindern.

Die Instandhaltung von Deckwerken aus Ortbeton oder vorgefertigten Betonplatten umfaßt vor allem die Plattenfugen. Die Bitumen-Vergußmassen sind so einzustellen, daß sie bei niedrigen Temperaturen noch ausreichend plastisch bleiben und bei sommerlichen Temperaturen nicht „auslaufen". Die Reparatur von Rissen und Abbrüchen sollte nach den Richtlinien für die Instandsetzung von Betonstraßen durchgeführt werden. Dabei muß ihre zweifache Funktion als Schutzwerk, aber auch als Strandpromenade für Kurgäste beachtet werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 53. Ortbeton-Deckwerk vor Westerland/Sylt

3.3 Deckwerke aus Natur- und Schlackensteinen

3.3.1 Allgemeines

Deckwerke aus Natur- oder Schlackensteinen können mit geschlossener oder offener Deckschicht ausgeführt werden (s. Abschnitt 6, Beisp. 8 bis 12). Geschlossene Deckschichten erhalten einen Verguß mit Asphalt (s. 3.1.1.3) oder mit speziell aufbereitetem Zementmörtel (s. 3.2.1.3). Deckwerke, deren Durchlässigkeit nicht beurteilt werden kann, sind wegen der Unklarheit und Problematik in der konkstruktiven Gestaltung und Bemessung abzulehnen (s. 2.4.1). Offene Deckwerke aus Natursteinen bestehen aus einer unteren Filterschicht und einer oberen Deckschicht. Bei der Deckschicht ist zu unterscheiden zwischen einer Natursteinschicht

- mit Verklammerung aus Asphaltmastix oder Zementmörtel (s. Abschn. 3.1.1.4 bzw. Abschn. 3.2.1.3),
- mit Verkeilen durch kleinere Steine,
- mit einer begrenzten Verzahnung durch die Steinform (z. B. Basaltsäulen, Pflaster),
- mit einer Verpackung in Behältern aus Maschendraht oder Kunststoffgitter oder
- ohne jegliche Verbundwirkung oder Verpackung, so daß die Lagestabilität durch das Eigengewicht und die Form der Einzelsteine gewährleistet werden muß.

3.3.2 Filter, Unterbau

Die Filterschicht kann bestehen aus

- einem Raumfilter aus abgestuftem Mineralkorn als ungebundenem Kornfilter,
- einer Bitumensandschicht als gebundenem Kornfilter oder
- einem geotextilen Filter.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Im Bereich der Wasserwechselzone und des Wellenauflaufs führen dynamische Beanspruchungen bei vielen Filtern von Deckwerken zu einem häufigen Wechsel der Durchflußrichtung. Der Filter ist daher sorgfältig auszuwählen und zu bemessen (s. Abschn. 2.3). Für Steinschüttungen eignen sich nur sehr robuste geotextile Filter mit günstigem Dehnverhalten als unmittelbare Deckschichtunterlage. Grobfädige geotextile Gewebe und robuste Vliese mit etwa 50 N/mm^2 Zugfestigkeit haben sich bei vorsichtigem Schüttstein-Einbau ohne große Fallhöhen als unmittelbare Filterunterlage von Steinschüttungen bewährt. Vielfach wird zur geringeren Belastung des Filters vor dem Einbau der Schüttsteine eine Schotterschicht und/oder ein zusätzliches Geotextil aufgebracht. Als Unterbau für ein Setzstein-Deckwerk ist eine Schotterlage als Bettung unbedingt erforderlich.

3.3.3 Deckschicht

Entsprechend den einwirkenden Kräften aus hydrostatischer und -dynamischer Belastung und mechanischer Beanspruchung muß das Deckwerk mit ausreichender Sicherheit entworfen werden (s. Empfehlungen A). Dies wird am wirtschaftlichsten erreicht, wenn die Bauweise aus Einzelelementen durch einen großflächigen Verbund ersetzt wird, bei dem linien- oder punktförmig angreifende Kräfte durch eine zusammenhängende Deckschicht großflächig aufgefangen werden können. Bei offenen Deckwerken ist neben der Verbundwirkung eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit der Deckschicht sicherzustellen. Auch sind die Sperrbedingungen für die Filterschicht oder den Boden zu erfüllen (s. Abschn. 2.3).

Aufbau, Konstruktion und Material der Deckschicht müssen eine ausreichende Lagestabilität – besonders Gleitsicherheit – und Witterungsbeständigkeit aufweisen. Nicht verklammerte Deckschichten sind so flexibel, daß sie sich geringen Veränderungen des Untergrundes anpassen, ohne dabei ihre Funktionsfähigkeit zu verlieren. Bei offenen, verklammerten Deckschichten ist eine begrenzte Anpassungsfähigkeit an Verformungen des Untergrundes erforderlich. Asphaltmastix ist je nach Bitumeneigenschaften flexibel. Zementmörtel ist in diesem Sinne nicht flexibel. Die Anpassungsfähigkeit muß durch Beeinflussung des Bruchverhaltens des Deckwerks, d. h. durch Bruch in ausreichend große, bei Wellenwirkung lagebeständige Stücke hergestellt werden. Geschlossene, mit Zementmörtel vergossene Deckschichten sollten durch Fugen in Felder aufgeteilt werden, damit das Deckwerk bei Setzungen des Untergrundes feldweise nachgeben kann.

Als Material für Steindeckschichten sind gebrochene oder ungebrochene Natursteine oder Schlacken geeignet.

Nach der Bauweise der Deckschichten werden unterschieden:

- Schüttsteindeckwerk mit und ohne Verguß,
- Deckwerk aus Steinsatz mit und ohne Verguß,
- Pflaster-Deckwerk,
- Steinmatten, Schottermatten,
- Schotter-Behälterbauweisen.

3.3.4 Schüttstein-Deckwerk

Deckschichten aus Schüttsteinen (s. Abschn. 6, Beispiel 8), auch Steinwurf genannt, werden aus gebrochenen Natur- oder Schlackensteinen hergestellt. Bei einer Deckschicht ohne Verklammerung muß jedes Einzelelement eine ausreichende Sicherheit gegen Abgleiten zum Böschungsfuß durch das Eigengewicht bieten. Da diese Deckwerkskonstruktion keine

Normalkräfte und Biegemomente aufnehmen kann, ist die Lagestabilität des Einzelsteines im wesentlichen von der Böschungsneigung, dem Steingewicht, der Lage im Deckwerk und dem Reibungsbeiwert zwischen Unterlage und Einzelstein sowie der Einzelsteine untereinander abhängig. Entsprechend müssen für Schüttsteinlagen ohne Verklammerung große und schwere Steine verwendet werden. Die Schüttsteine für Deckschichten sind in den Kantenlängen und Korngrößen aufeinander abzustufen, um eine dichtere Lagerung und eine Verkeilung untereinander – auch bei loser Schüttung – zu erreichen. Für die Steinklassen 0 bis V können die in Tabelle E5 angegebenen Schüttdichten als Richtwerte angenommen werden.

Tabelle E5. Schüttdichten und Flächengewichte von Steinschüttungen [66]

Trockenrohdichte t/m³	2,3	2,4	2,5	2,65	2,8	3,0	3,2	3,5	3,9
Schüttdichte über Wasser	1,311	1,368	1,425	1,511	1,596	1,710	1,824	1,995	2,223
Schüttdichte unter Wasser t/m³	0,741	0,798	0,855	0,941	1,026	1,140	1,254	1,425	1,650
Klasse 0	223	233	242	257	271	291	310	339	378
d = 17 cm	126	136	145	160	174	194	213	242	281
Klasse I	328	342	356	378	399	428	456	499	556
d = 25 cm	185	200	214	235	257	285	314	356	413
Klasse II	524	547	570	604	638	684	730	798	889
d = 40 cm	296	319	342	376	410	456	511	570	660
Klasse III	983	1026	1069	1133	1197	1283	1368	1496	1667
d = 75 cm	556	599	641	705	770	855	941	1069	1238
Klasse IV	1311	1368	1425	1511	1596	1710	1824	1995	2223
d = 100 cm	741	798	855	941	1026	1140	1254	1425	1650
Klasse V	2163	2257	2351	2492	2633	2833	3010	3292	3668
d = 165 cm	1223	1317	1411	1552	1693	1881	2069	2351	2723

1. Zeile = Flächengewicht über Wasser (kg/m²)
2. Zeile = Flächengewicht unter Wasser (kg/m²) (nach Knieß)

Der Einbau der Steine in das Deckwerk ist nach vorgeschriebenem Profil über oder unter Wasser vom Schiff aus oder im Trockenen, von Hand oder maschinell möglich. Die Steine bilden ein regelloses Gefüge, in dem sie anfangs locker und erst nach Belastung ausreichend eingebettet liegen. Daher wird das Deckwerk in der Regel oberflächig nachgeschlichtet, um eine ebene Oberfläche zu erhalten. Gleichzeitig bewirkt das Nachschlichten mit dem Hydraulikbagger eine Verdichtung und Gefügeverbesserung für das Deckwerk. Beim Schütten unter Wasser ist die Entmischung nach Steingrößen zu vermeiden.

Eine Verbundwirkung der Schüttung kann durch Verguß erreicht werden (s. Abschn. 3.1.1, 3.2.1.3, 3.2.2.2, 3.2.3.2). Insbesondere mit zunehmender Größe der dynamischen Einwirkungen auf die Deckschicht muß mit der Vergußmenge auch die Vergußtiefe zunehmen. Menge und Fließverhalten des Vergußmörtels – auch innerhalb der Steinschüttung – müssen so gewählt sein, daß die Verklammerung des Steingerüstes über die gesamte Dicke des Deckwerks erzielt wird, d. h. die Vergußmasse darf im überwiegenden Maße weder bis zum Filter durchlaufen noch auf den Schüttsteinen liegenbleiben. Dabei muß gleichzeitig aus Standsicherheitsgründen eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit erhalten bleiben. Diese

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Bedingung ist nach Erfahrungswerten erfüllt, wenn der verbleibende Hohlraumanteil in allen Deckschichthorizonten – z. B. gemessen je 5 cm Deckschichthöhe – nicht geringer als 10 Vol.-% ist (s. Abschn. 3.2.3.2). Als Richtwert kann angenommen werden, daß ½ bis ⅓ des vorhandenen Hohlraumes von der Vergußmasse ausgefüllt werden darf.

Für die Schüttsteinklassen 0 bis V können als Richtwerte Hohlraumgehalte und Hohlraumgrößen nach Tabelle E6 angenommen werden.

Tabelle E6. Hohlraumgehalt von Steinschüttungen [66]

Klasse	D_{100} cm	Dicke d cm	Hohlraumgehalt dm^3/m^2	Hohlraumgröße ∅ cm
0	11	17	73	1,7
I	16	25	110	2,4
II	26	40	170	3,9
III	50	75	320	7,5
IV	65	100	430	10
V	110	165	710	17

3.3.5 Deckwerk aus Steinsatz oder Pflaster

Beim Steinsatz werden die Steine von etwa gleicher Höhe hochkant auf ein vorbereitetes Planum von Hand gesetzt, und zwar mit der größeren Fläche nach unten. Die Grundfläche soll möglichst eben sein. Die Steine sind so eng wie möglich zu setzen. Größe und Gewicht der Steine richten sich nach den Beanspruchungen. Die Steine können durch Verkeilen mit kleinen Steinen oder Verguß gesichert werden. Der Steinsatz wird häufig für Rauhdeckwerke verwendet (s. Abschn. 2.4.7), die zu etwa einem Drittel der Steinhöhe vergossen werden (s. Abschn. 6, Beispiele 7 bis 9; Abb. E54).

Abb. E 54. Rauhdeckwerk aus Steinsatz mit Verguß aus kolloidalem Zementmörtel

Das Pflasterdeckwerk aus Natur-, Beton- oder Schlacken-Formsteinen entspricht dem Deckwerk aus Steinsatz mit dem Unterschied, daß durch die vielfach künstlich hergestellte regelmäßige Form der Steine eine bessere Verzahnung und ein geringerer Fugenanteil der Deckschicht erzielt wird. Die Oberfläche kann eben oder rauh hergestellt werden (s. Abschn. 6, Beispiele 11 und 12 und Abb. E48 und 49).

Vorhandene alte Findlingsdeckwerke, die abgängig sind oder überbaut werden, können in einer Kombination aus Steinsatz und Steinschüttung sinnvoll wiederverwendet werden. Die Findlinge werden mit dem Hydraulikbagger grob gesetzt. In die dabei verbleibenden Fugen und Zwickel werden Schüttsteine gefüllt. Eine Verklammerung stellt den Verbund her. Diese Bauweise ist sehr rationell und wegen der geringen Steinzulieferungen oft wirtschaftlich.

3.3.6 Schotterbehälterbauweise

Schotterbehälter bestehen aus Drahtkörben oder Kunststoffgeflechtkörben mit rechteckigem, trapetzförmigem oder rundem Querschnitt oder aus großflächigen, mattenförmigen Behältern, die mit Steinmaterial von geeigneter Größe gefüllt werden. Sie können dort vorteilhaft eingesetzt werden, wo das Füllmaterial örtlich verfügbar oder preisgünstig lieferbar ist.

Die Formgebung der einzelnen Bauelemente läßt sich der Örtlichkeit und ihrer Funktion gut anpassen. Die Behälter sind verformbar und geben bei Veränderungen des Untergrundes flexibel nach. Das Material besteht entweder aus mehrfach gedrehtem Drahtgeflecht, doppelt feuerverzinkt, PVC-ummantelt oder gesintert oder aus einem geeigneten Kunststoffgeflecht oder Geogitter mit unverschieblichen Maschen. Die Maschenweite der Behälter richtet sich nach der Korngröße des Füllmaterials.

Nach den bisherigen Erfahrungen hat diese Bauweise – auch in Form der großflächig hergestellten Stein- oder Schottermatten – bei schweren Beanspruchungen keinen Bestand. Bei geringer Beanspruchung kann sie ausreichen.

Werden die Drahtbehälter durch Korrosion zerstört, so sollte rechtzeitig die Instandsetzung in Form eines Flächenverbundes durch Verguß durchgeführt werden.

3.4 Hinweise zur Bauausführung von Deckwerken

Die in den Abschnitten 3.1 bis 3.3 beschriebenen Deckwerkskonstruktionen aus verschiedenen Baustoffen sind als Systemskizzen in Tabelle E1 (Abschn. 2.4.1) zusammengestellt.

Die Wahl der geeigneten Deckwerksart und des Bauablaufes sind abhängig von:

Witterung, Jahreszeit, Wasserstand, Tide, Lage der Baustelle.

Unbeeinflußbar und unvorhersehbar ist die Witterung. Da diese die Bauarbeiten erheblich beeinträchtigen kann, sind Bauweisen auch danach auszuwählen, daß sie möglichst witterungsunabhängig und möglichst zügig ausgeführt werden können.

In Bezug auf die Jahreszeit ist besonders zu beachten, daß wegen der erhöhten Sturmflutgefahr im Winter-Halbjahr an der Küste nur in den Monaten April bis September an Bauteilen, die für die Sicherheit des Bauwerks wichtig sind, gearbeitet werden sollte. Sind Bauarbeiten außerhalb dieser Zeit unumgänglich, müssen Konstruktion und Bauablauf so gewählt werden, daß durch kurze Bauabschnitte (möglichst in Tagesschritten) die Hochwassersicherheit jederzeit wiederhergestellt werden kann.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Sehr wichtig und ebenfalls unbeeinflußbar sind die Wasserstands- und Tideverhältnisse. Die tideabhängige Arbeitszeit an der Einbaustelle kann beispielsweise ausschlaggebend dafür sein, ob ein Schüttstein- oder ein Setzstein-Deckwerk gewählt wird.

Von großer Bedeutung für die Bauweise ist auch die Lage der Baustelle. Je nach der Verkehrserschließung sind die Transportmöglichkeiten von Baustoffen und Baugeräten auf dem Land- oder dem Wasserweg zu prüfen. Gegebenenfalls kann auch die Nähe zu Lieferstätten wie z. B. Mischwerken oder Steinbrüchen die Wirtschaftlichkeit eines Baumaterials entscheiden. Aber auch der Verkehr auf der Baustelle selbst und die Koordination mit möglicherweise gleichzeitigen weiteren Bauarbeiten, wie z. B. bei einer Deichverstärkung, sind zu beachten.

Im übrigen muß eine Deckwerkskonstruktion so gewählt werden, daß das Deckwerk

- seine Funktion dauerhaft erfüllt,
- sicher und zügig gebaut werden kann,
- einen geringen Unterhaltungsaufwand aufweist,
- möglichst schonend in Natur und Umwelt eingreift und
- das Gebot der Wirtschaftlichkeit erfüllt.

3.5 Wiederverwendung von altem Deckwerksmaterial

Durch die Wiederverwendung von alten Deckwerksbaustoffen und Aufbereitung in Recycling-Verfahren lassen sich zwei Ziele verwirklichen:

- Vermeidung von Abfall bzw. Altstoffen, die anderweitig mit erheblichem Aufwand entsorgt werden müssen, dadurch
- Schonung der Umwelt und der natürlichen Ressourcen.

Beim Deckwerksbau an der Unterweser konnte 1990 das Material aus dem alten Schüttsteindeckwerk in Brechanlagen zu Schotter (25/56 mm) aufbereitet und als solcher unter der zu verklammernden Wasserbausteinschüttung der Klasse II/III als Schutzschicht für die Filtermatte eingebaut werden. Etwa 75 % des Altmaterials konnte dafür wiederverwendet werden. Die restlichen 25 % mit Körnung unter 25 mm Durchmesser konnten anderweitig Verwendung finden. Durch die Wiederverwendung konnten 10 % der Baukosten eingespart werden [78].

Dieses Beispiel verdeutlicht die Vorteile für den Schutz der Umwelt durch die technisch vorteilhafte und vielfach auch wirtschaftlich günstige Wiederverwendung alter Baustoffe, die grundsätzlich angestrebt werden sollte (s. a. Abschn. 6, Beisp. 10). Das gilt entsprechend auch für Asphaltbauweisen (s. Empf. C, Abschn. 6.4).

4. Andere Längswerke

4.1 Strandmauern

Strandmauern wurden etwa erst 50 Jahre später als Deckwerke errichtet, wie es die Beispiele 13 bis 15 in Abschn. 6 zeigen. Sie rufen durch ihre Steilheit beim Brechen der Wellen eine sehr starke Turbulenz an ihrem Fuß und eine erhebliche Wellenreflexion hervor, die zur Erosion des Strandes führen und damit ihre Standfestigkeit gefährden. Strandmauern werden deshalb heute nur noch gebaut, wenn z. B. wegen des zu schmalen Vorstrandes oder aufgrund der Geländeverhältnisse die Anordnung eines flachgeneigten Deckwerks nicht möglich ist,

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

wie es häufig an Steilküsten vorkommt (Abb. E 55). In ihrer Funktion unterscheiden sie sich nicht von Deckwerken (s. Abschn. 1.1).

Strandmauern sollen als Schwergewichtsmauern auch ohne Hinterfüllung standsicher sein. Gefährdet sind sie durch Unter- oder Hinterspülung sowie durch Kippen, wenn

Abb. E 55. Südwestschutzmauer auf Helgoland mit Wassersturzbett und Fußsicherung durch Tetrapoden und Blöcke

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

ausreichende Fußsicherungen wie Vorlagen oder Spundwände fehlen. Ferner kann der Druckschlag brandender Wellen sprengend in Fugen und Rissen der Mauer wirken.

Für die Standsicherheit von Strandmauern sind erforderlich:

- Kippsicherheit des Bauwerkskörpers gegenüber den Wellenkräften und dem Erddruck (s. Empf. A, Abschn. 4.3, Empf. B)
- Fußsicherung zur Verhinderung der Unterspülung der Mauer und
- Sicherung der Mauerkrone gegen Hinterspülung infolge von Wellenüberlauf und Spritzwasser.

Die Beanspruchungen der Mauer können wie folgt gemindert werden:

- Eine Abschrägung der Stirnseite verringert den Anteil wirksamer Wellenbelastung.
- Eine senkrecht konkave Gestaltung des Oberteils der Mauer (Wellenabweiser) sowie eine ausreichende Höhe der Mauerkrone vermindern den Wellenüberlauf.
- Eine möglichst fugenlose Gestaltung der Stirnseite der Mauer verhindert deren Beschädigung durch Druckschläge.
- Die Auflösung des Bauwerks, z. B. Perforation der Kontaktfläche, vermindert die Wellenreflexion bei starker Wellenbelastung; eine gleiche Wirkung haben Packungen aus Betonformkörpern (Abb. E 55 u. E 56).

Die Hauptbelastung von Strandmauern bringt der Seegang. Für die Bemessung ist daher das örtliche Wellenklima nach statistischen Verfahren zu analysieren, wobei wechselnde Wasserstände zu beobachten sind (s. Empf. A, Abschn. 4.3).

Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Strandmauern, die als Stützmauern gelten können, enthalten die einschlägigen Taschenbücher. Zur Erddruckermittlung ist DIN 1055,

Abb. E 56. Tetrapoden-Längswerk vor der Strandmauer von Westerland/Sylt

Teil 2, zu beachten. Eine speziellere Form zur Erddruckermittlung ist als DIN 4016 erschienen. Sofern bei unregelmäßigeren Formen von Mauerquerschnitt und Geländeoberfläche graphische Erddruckermittlungen erforderlich sind, wird auf die Angaben im Grundbau-Taschenbuch und auf den Abschnitt „Erddruck" im Beton-Kalender verwiesen.

Die Standsicherheit der Mauer ist gemäß DIN 1054 zu ermitteln, wobei in der Regel der Nachweis zulässiger Sohlpressungen nach Tabellenwerten ersetzt werden sollte durch den übergeordneten Nachweis der Gleit- und der Grundbruchsicherheit, letztere dann nach DIN 4017, Teil 2. Ein spezieller Kippsicherheitsnachweis entfällt durch diesen Grundbruchnachweis.

Eine Schwergewichtsmauer ist gegen Kolkungen und Unterspülungen zu sichern durch eine Spundwand, eine Vorlage oder eine Kombination von beiden. Hinweise zur Berücksichtigung einer solchen Spundwand in der statischen Berechnung finden sich im Grundbau-Taschenbuch im Abschnitt „Standsicherheit der Grundbauwerke" [59].

4.2 Betonformkörper zur Dünen- und Strandsicherung

Wellenwerke aus Betonformkörpern wirken, indem sie die Welle vor einer Düne, einem Kliff oder einer Strandmauer brechen und so die Brandungsenergie fernhalten. Sie sind in der Regel durchlässig, und die Wellenenergie wird umgewandelt, wenn die angreifende Welle in

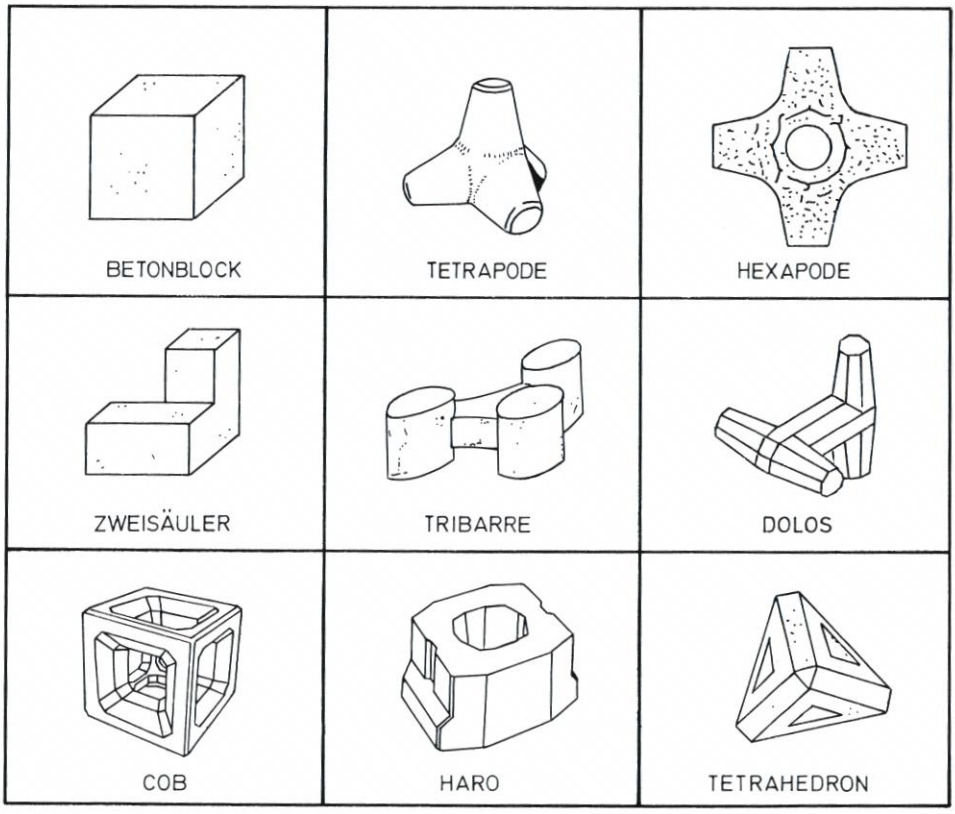


Abb. E 57. Beispiele für Betonformkörper

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 58. Tetrapoden-Längswerk im Norden von Westerland/Sylt

den zahlreichen Hohlräumen in turbulente Strömungen mit verschiedener Stoßrichtung aufgeteilt wird. Infolgedessen gelangt nur noch ein ungefährlicher Rest der Brandungsenergie an die zu schützende Abbruchkante, Ufermauer oder Düne.

Abb. E 57 zeigt bekannte Formkörper, die meist für Deckschichten von geneigten Wellenbrechern entwickelt wurden, jedoch ebenso für die Herstellung von Längswerken (s. Beisp. E 16) verwendet werden. Tideströmungen und starker Seegang bestimmen die Neigung und die Kronenhöhe und somit die Anzahl der Lagen und deren Verankerung (Abb. E 58).

Zur Vermeidung langer Transportwege werden in der Regel die Betonformkörper in Baustellennähe hergestellt. Stahlschalung in Form von Fertigteilen zur ständigen Wiederverwendung ist kostensparend und leicht zu verarbeiten. Der Transport zur Einbaustelle im Schiffs-, Gleis- oder LKW-Betrieb hängt von deren Lage ab. Gesetzt werden die Betonformkörper meist mit Kränen oder Seilbaggern, als Schüttwerk bedürfen sie lediglich einer Nacharbeitung.

Formkörper-Längswerke sind gegen Einsinken durch eine Sohlensicherung zu schützen, denn ohne Unterlage würden sie durch Längsströmungen und sohlnahe Durchströmung unterspült werden und versacken. Als Unterbau sind geotextile Gewebe mit hoher Zugfestigkeit oder mit Asphalt vergossene Steinschüttungen verwendet worden, von denen sich letztere jedoch als sehr zeit- und kostenaufwendig erwiesen haben.

4.3 Sandgefüllte geotextile Bauelemente

4.3.1 Geotextile Schläuche

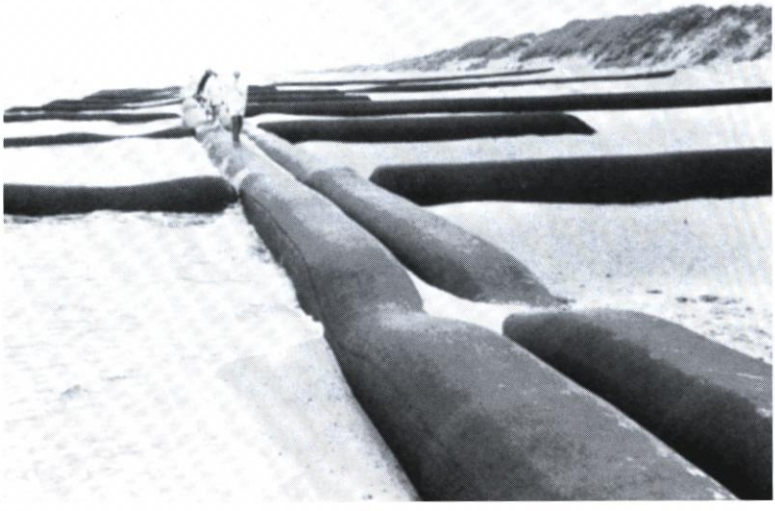
Der geotextile Schlauch bietet eine günstige Umhüllung für örtlich vorhandenen, ggf. sogar schluffigen Sand, um einen homogenen Baukörper herzustellen. Der nahezu kreisrunde, gefüllte Schlauch bildet ohne andere Baustoffe und Bauteile ein dammartiges Bauwerk, das einfach und schnell hergestellt werden kann.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Verwendet worden sind derartige Schläuche
- als Längswerke auf erodierenden Stränden,
- zur Stabilisierung einer Strandaufspülung unter besonderen Bedingungen,
- als erosionsfester Spüldamm für die Aufspülung eines Strandes oder der Basis eines Deiches im Watt (Abb. E 59),
- zum schnellen Abschluß von Dünen- und Deichdurchbrüchen.

Zu unterscheiden ist zwischen zwei verschiedenen Schlaucharten und zwei verschiedenen Füllarten:

a) Beim ersten Verfahren wird ein dichtes und festes Spezialgewebe aus Polyäthylen verwendet (s. Empf. C), das so dicht ist, daß der Schlauch keiner dichtenden Folie bedarf [43]. Zu Beginn des Füllvorgangs mit dem Spül- oder Cutterbagger setzen sich die feinen Gewebeöffnungen so zu, daß sich der gewünschte Druck zur Erzielung eines nahezu runden Schlauches bis etwa 2 m ∅ erreichen läßt (Abb. E 59). An den Stoßstellen von je zwei Schläuchen kann ein umhüllender Gewebestreifen so vernäht werden, daß er die Kontinuität des Systems bewahrt. Der Sand lagert sich von der Einlaufseite her im Schlauch ab. Das Spülwasser fließt durch ein Spülrohr am Ende des 50 bis 100 m langen Schlauches wieder ab. Durch dieses hochliegende Spülrohr kann der Innendruck im Schlauch gesteuert werden (Abb. E 59). Auch Vliesstoffe sind für dieses Füllverfahren genutzt und als geeignet befunden worden. Auf nassem Grund ausgelegt, saugen sie allerdings so viel Wasser auf, daß ihre Lage kaum noch korrigiert werden kann.



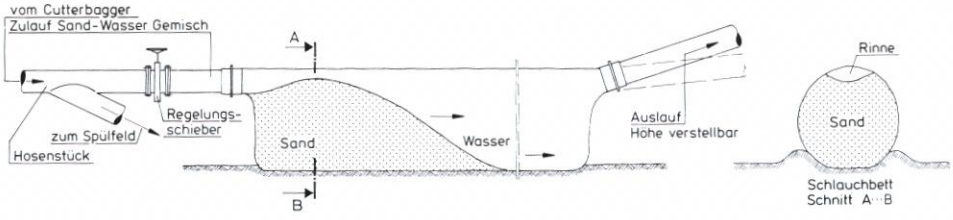


Abb. E 59. Füllen eines Geotextilschlauches im Spülverfahren [43]

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

b) Schläuche aus Polypropylen-Flachgarngewebe (s. Empf. C) (System Longard) [64] können durch Einlage von inneren dünnen Folienschläuchen undurchlässig konfektioniert werden. Gefüllt wird der Schlauch in seiner endgültigen Lage, indem der in einen Trichter gefüllte Sand dosiert in die Rohrleitung gegeben wird, durch die der Sand mit Wasser als Transportmittel von einer Pumpe in den Schlauch gedrückt wird. Während der Sand sich in dem Schlauch mit 1,0 bis 1,8 m Durchmesser ablagert, wird das Wasser am anderen Ende des 50 bis 100 m langen Schlauches durch ein dünnes Rohr abgelassen. Es können auch Doppelschläuche, als Zwillingsschläuche zusammenhängend gewebt, geliefert werden.

Besteht die Absicht, ein hinter einem Schlauch aufgespültes Strandgelände oder Deichvorland durch ein Schrägdeckwerk dauerhaft zu sichern, so kann der Schlauch mit dem Deckwerk überbaut werden. Der Schlauch bleibt dabei als zweite Sicherheit für den Bestand der Aufspülfläche bei etwaigem Deckwerksschaden erhalten (Abb. E 60).

Das erstgenannte Verfahren ist vor allem bei gleichzeitiger Aufspülung von Stränden, Vorländern und Deichbasis wirtschaftlich, während das letztgenannte Longard-Verfahren bei kurzfristig durchzuführenden Einzelmaßnahmen – z. B. zur Abriegelung von Sturmflut-Einbrüchen und dgl. – oder auf festen Stränden ohne gleichzeitige Aufspülung mit geringem Geräteeinsatz vorteilhaft ist [116].

Sandgefüllte Gewebeschläuche können im allgemeinen nur für zeitlich begrenzte Einsätze oder als Hilfskonstruktion verwendet werden. Auf Stränden, die stärkerer Brandung ausgesetzt sind, kann es infolge Verflüssigung des Strandes im Brandungsbereich zu Versackungen kommen, wie auf Langeoog beobachtet [41].

4.3.2 Andere geotextile Baukörper

Geotextilien werden im Küstenwasserbau (Deckwerksbau, Buhnenbau u. dgl.) als Filterlagen in erheblichem Umfange eingesetzt. Darüber hinaus eignen sich Geotextilien vorzüglich zur Gestaltung geotextiler Bauelemente unter Ausnutzung der „Verpackungsfunktion". In geotextilen Säcken und Containern kann der feine Sand der Küstenstrände so verpackt werden, daß das Füllmaterial auch unter Brandungsbelastung nicht herausgespült wird. Entsprechend muß das umschließende geotextile Gewebe die Filterbedingungen gemäß Abschn. 2.3 erfüllen. Die Verpackung des feinen Strandsandes in geotextilen Behältern ist vergleichbar mit dem Verpacken des Schotters von Gebirgsflüssen in Drahtbehältern. Durch diese Verpackung kann der örtlich vorhandene Baustoff zu ausreichend großen und schweren

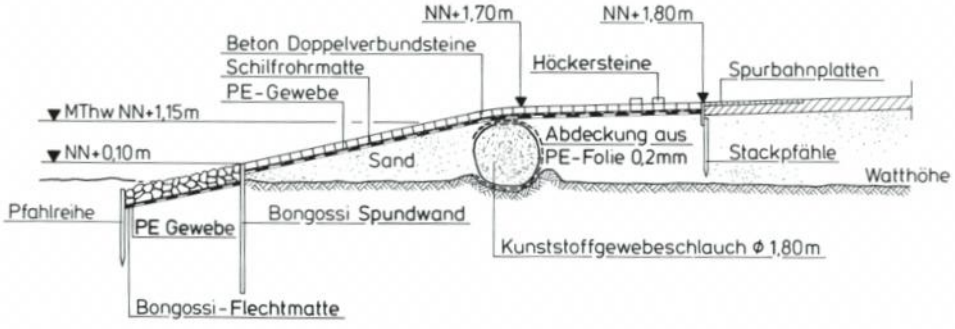


Abb. E 60. Geotextiler Gewebeschlauch als Begrenzung der Sandvorspülung Norddeich, später mit Deckwerk überbaut [43]

Bauelementen zusammengefügt werden, so daß er den angreifenden Kräften des Wassers zu widerstehen vermag.

Für die vorläufige Sicherung von Sturmflutschäden sind Sandsäcke und auch Großsandsäcke aus hochfestem, dichtem geotextilen Gewebe mit einem Füllgewicht bis zu einigen Tonnen gebräuchlich. Auch für Dauerlösungen können geotextile Bauelemente vorteilhaft verwendet werden, wenn sie vor UV-Bestrahlung und Vandalismus geschützt sind. Ein besonderer Vorteil geotextiler Bauelemente besteht darin, daß sie relativ einfach und kostengünstig geschaffen werden können und sich dadurch auch für Naturversuche mit Küstenbauwerken eignen. Nach positiver Wirkung können sie z. B. in ein konventionelles Bauwerk integriert oder – sofern erforderlich – der Gefahr von Beschädigungen durch Treibgut oder Vandalismus und von Schwächungen durch UV-Strahlung durch Natursteinbedeckung dauerhaft entzogen werden. Andererseits können geotextile Bauwerke bei sich einstellenden negativen Auswirkungen vergleichsweise einfach wieder entfernt werden.

Bei der Lagerung geotextiler Bauelemente auf den Sandstrand oder den sandigen Meeresgrund kann etwaigen Kolkungen und Unterspülungen auf einfache Weise durch großflächige Bedeckung des Untergrundes mit geotextilen Filterlagen begegnet werden. Seitliche Wülste mit schlauchartigem Querschnitt, die mit möglichst schwerem Sand-, Kies- oder Schlackenmaterial gefüllt werden, dienen der seitlichen Einbindung der geotextilen Unterlage und deren straffgespannten Lage.

Ferner wird auf Überlegungen hingewiesen, das Wiederholungsintervall von Strandaufspülungen auf der Insel Sylt dadurch zu verlängern, daß das auf den rückwärtigen Strandbereich aufgespülte Reservedepot so durch geotextile Plane armiert wird, daß ein starker Sturmflutabtrag verhindert oder zumindestens vermindert wird (s. Empf. D, Abschn. 5.4.1) [85].

4.4 Pfahlschutzwerk

Eine Sonderform des Längswerkes, das Pfahlschutzwerk, sei der Vollständigkeit halber wegen seiner Bedeutung in der Vergangenheit für den Schutz der Inseln an der Nordseeküste erwähnt. Während die meisten Pfahlschutzwerke nach Zerstörungen durch andere Konstruktionen ersetzt wurden, erfüllt es an dem weniger im Angriff liegenden Südweststrand von Baltrum seine Schutzfunktion nach wie vor (s. Abschn. 6, Beisp. 17; Abb. E 61). Es wurde 1883 erbaut und 1931 völlig umgebaut. Im Pfahlschutzwerk sind 2,25 m lange, nach hinten abgestützte, senkrechte Rundhölzer auf dem 1,4 bis 1,9 m über MThw hochgezogenen Steindamm aufgestellt, wodurch die wellendämpfende Wirkung einer durchbrochenen Wand gegeben ist.

4.5 Ufernahe Wellenbrecher

4.5.1 Wirkungsweise

Zum Schutz von Küsten mit geringem Tidehub können ufernahe und -parallele, freistehende Wellenbrecher eingesetzt werden. Gute Erfahrungen mit solchen Wellenbrechern wurden seit 1978 an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern gesammelt. Bei derartigen Längswerken wird folgender Funktionsmechanismus wirksam:

- Abhängig vom Querschnitt des Wellenbrecher-Bauwerks, der Wassertiefe und den Parametern des anlaufenden Seegangs wird nur ein Bruchteil der Seegangsenergie auf die Landseite des Wellenbrechers übertragen, so daß eine Zone des Wellenschattens entsteht.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Abb. E 61. Pfahlschutzwerk auf Baltrum

- Die an den Bauwerksenden vorbeilaufenden Wellen unterliegen der Diffraktion, wodurch ihre Ausbreitungsrichtung zur Wellenschattenzone hin gebeugt wird. Von beiden Bauwerksenden mit fortschreitender Beugung einander entgegenlaufend, nehmen die Wellenhöhen zum Innern der Wellenschattenzone hin ab.
- Die verminderte Wellenbewegung in der Schattenzone sowie die von beiden Seiten gegeneinander orientierten Ausbreitungs- oder Einlaufrichtungen führen zur Ablagerung der mitgeführten Sedimente. Die Uferlinie wird seewärts verschoben. Dabei entsteht die Form eines partiellen oder totalen Tombolos in Abhängigkeit von der Bauwerkslänge und der Bauwerksentfernung von der alten Uferlinie sowie vom Dämpfungsgrad des Seegangs. Letzteres wird durch die Kronenhöhe, den Aufbau und die Durchlässigkeit des Wellenbrechers bestimmt.
- Diese Sedimentationsform besitzt große Stabilität, da ihr Uferlinienverlauf sich annähernd senkrecht zu den auftreffenden Wellenorthogonalen ausgebildet hat und somit ein seitlicher Materialversatz stark reduziert ist. Das für das annähernd senkrechte Auftreffen der Orthogonalen notwendige Ausmaß der Wellenbeugung wird bei einem Großteil der Belastungsfälle erreicht und nur von seltenen Ereignissen starker Beanspruchung unterschritten, da zu den Diffraktionseffekten infolge der flächenhaften Aufsandung in zunehmendem Maße die Wirkung der Refraktion kommt.

Die uferparallelen, freistehenden Wellenbrecher ermöglichen daher in Abhängigkeit von der Bauwerks- und Standortgeometrie sowie der Parameter des anlaufenden Seegangs einen Küstenlängstransport. Im Sturmflutfall werden für den Lee-Bereich die Sandmengen des teilweise erodierenden Tombolos bereitgestellt.

Freistehende, uferparallele Wellenbrecher werden zur Sicherung einzelner, stark belasteter Abschnitte verwendet. Sie eignen sich auch für die Herausbildung von morphodynamisch günstigen Buchtformen in der Küstenlinie. Durch den Einsatz von ein- bis zweihundert Meter vor der Uferlinie stehenden Wellenbrechern sowie durch die Bildung von partiellen oder totalen Tombolos werden natürlich hervorstehende Uferecken als „Buchtaufhänger" verstärkt

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

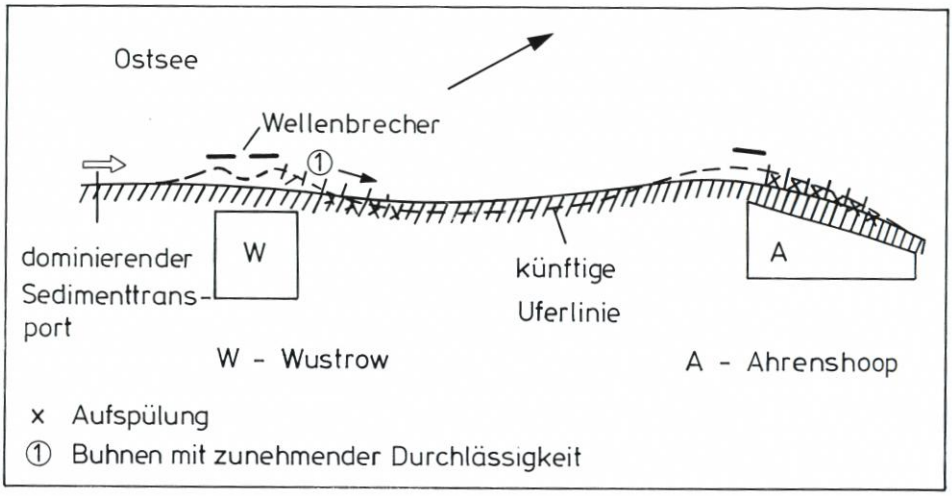


Abb. E 62. Kombiniertes Schutzsystem Wustrow-Ahrenshoop [106]

oder künstliche geschaffen. Die Störung des Längstransportes kann durch Strandaufspülungen ausgeglichen werden (s. Empf. D). Auch kann man durch Buhnen in den unverbauten, unmittelbar benachbarten Küstenabschnitt überleiten, um Negativwirkungen zu vermeiden (Abb. E 62 u. E 63, Beispiel 21).

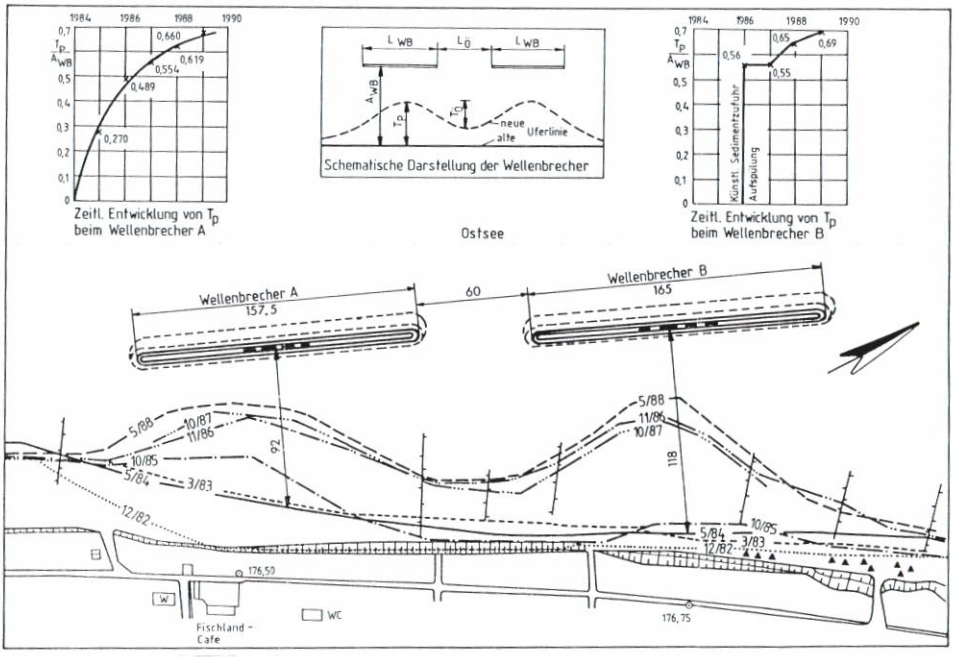


Abb. E 63. Uferlinienveränderungen (1982/88) im Bereich der Wellenbrecher – Wustrow/Fischland [106]

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

4.5.2 Hinweise zur Gestaltung

An der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern werden die Wellenbrecher in 2 bis 4 m Wassertiefe angesetzt. Sie werden einzeln oder im System von mehreren angeordnet. Prinzipiell sind folgende Verhältnisse günstig:

- Wellenbrecherlänge = 2- bis 6mal maßgeb. Wellenlänge;
- Uferabstand = 0,65- bis 1,3mal Wellenbrecherlänge;
- Zwischenraum bei mehreren Bauwerken = 0,3- bis 0,4mal Wellenbrecherlänge, aber ≥ 1mal maßgeb. Wellenlänge.

Damit besitzen die Bauwerke Längen zwischen 50 und 200 m und liegen i. M. 100 m, max. 200 m von der ursprünglichen Uferlinie entfernt (Abb. E 63). Die maßgebende Wellenänge L beträgt für Wustrow beispielsweise rd. 30 m.

Für die Ostseeküste sind bei den Kronenhöhen von 0,5 m unter MW bis 1,0 m über MW die 2 bis 5 m hohen Bauwerke insgesamt aus Natursteinen ausführbar. Die erforderlichen Steingrößen haben Einzelgewichte von 2,0 bis 2,5 t (s. Abschn. 6, Beisp. 21).

5. Kontrolle des Erhaltungszustandes und der Standsicherheit von Längswerken

Starre Längswerke lassen wegen ihrer Bauweise weder Lage- noch Formänderungen zu. Die Kontrolle erstreckt sich deshalb vor allem auf den baulichen Zustand der Oberfläche – abplatzender Beton an Mauern u. ä. – sowie des Gefüges – Lockerung einzelner Steine in Deckwerken, Risse in Platten u. ä. und der Fugen bei Betonplatten.

Neben der einfachen Besichtigung und Abschätzung der Schäden leisten Fotoaufnahmen eine gute Hilfe für die Dokumentation, deren Aussagekraft noch vergrößert wird, wenn sie als Terminaufnahmen in regelmäßigen Abständen, z. B. jährlich, von jeweils gleichen Standpunkten aus mit gleichem Blickwinkel gemacht werden.

Die Standsicherheit von Längswerken hängt von den Höhenänderungen des Strandes an ihrem Fuß ab. Durch regelmäßige Vermessungen und Darstellungen in Höhenplänen oder Profilen läßt sich die Entwicklung des Strandes erkennen. Bei negativer Strandentwicklung kann dann durch Auffüllung (Empf. D), ggf. auch durch den Bau von Buhnen (Empf. F), rechtzeitig Abhilfe geschaffen werden.

Durch Vermessungen des Strandes und des Vorstrandes vor dem Längswerk ist die Strandhöhenveränderung zu verfolgen. Stranderosion kann bei steilen Deckwerken und Strandmauern durch reflektierenden Seegang noch verstärkt werden. Ausreichende Standsicherheit des Längswerkes ist bei negativer Strandentwicklung nur bei genügender Fußüberdeckung zu Beginn der winterlichen Sturmflutsaison gewährleistet. Besondere Bedeutung kommt der Strandentwicklung am Ende des Längswerkes zu, wo es fast immer zu Lee-Erosion kommt.

An verformbaren Längswerken wie Formkörperpackungen, sandgefüllten Schläuchen u. ä. sind vergleichbare Messungen der Höhenlage sehr wichtig, indem feste Bezugspunkte am Bauwerk (z. B. Farbpunkt) regelmäßig eingemessen und Veränderungen in der Höhenlage als Diagramm dargestellt werden. Bei sehr starker Verformung ist auch die vergleichende Lagemessung der Bezugspunkte sinnvoll.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

6. Beispiele ausgeführter Längswerke

Beispiel 1: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen auf Wangerooge
Beispiel 2: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche auf Föhr
Beispiel 3: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche an der Eider
Beispiel 4: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen und Sinkstückvorlage auf Borkum
Beispiel 5: Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit rauher Oberfläche und Formkörpervorlage auf Helgoland
Beispiel 6: Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche an der Lübecker Bucht
Beispiel 7: Deckwerk aus Steinschüttung und Steinsatz mit Verguß auf Wangerooge
Beispiel 8: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und rauher Oberfläche bei Heiligenhafen
Beispiel 9: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltvorlage auf Baltrum
Beispiel 10: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltsäulenpflaster mit oberem Rauhstreifen auf Baltrum
Beispiel 11: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Vorlage auf Norderney
Beispiel 12: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Verguß und rauher Oberfläche sowie Vorlage auf Sylt
Beispiel 13: Deckwerk mit S-Profil, oberem Schrägdeckwerk und Vorlage auf Norderney
Beispiel 14: Deckwerk mit S-Profil – saniert durch Stahlbetonschalen – und Vorlage auf Borkum
Beispiel 15: Strandmauer mit Formkörper-Packwerk und Vorlage auf Sylt
Beispiel 16: Tetrapoden-Längswerk auf Unterlage auf Sylt
Beispiel 17: Pfahlschutzwerk auf Betonunterbau auf Baltrum
Beispiel 18: Deckwerk aus Natursteinen bei Heiligendamm
Beispiel 19: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß, verlegt als vorgefertigte Teilflächen auf Hiddensee
Beispiel 20: Steindamm auf Faschinensenkstücken auf Hiddensee
Beispiel 21: Ufernaher Wellenbrecher bei Wustrow/Fischland

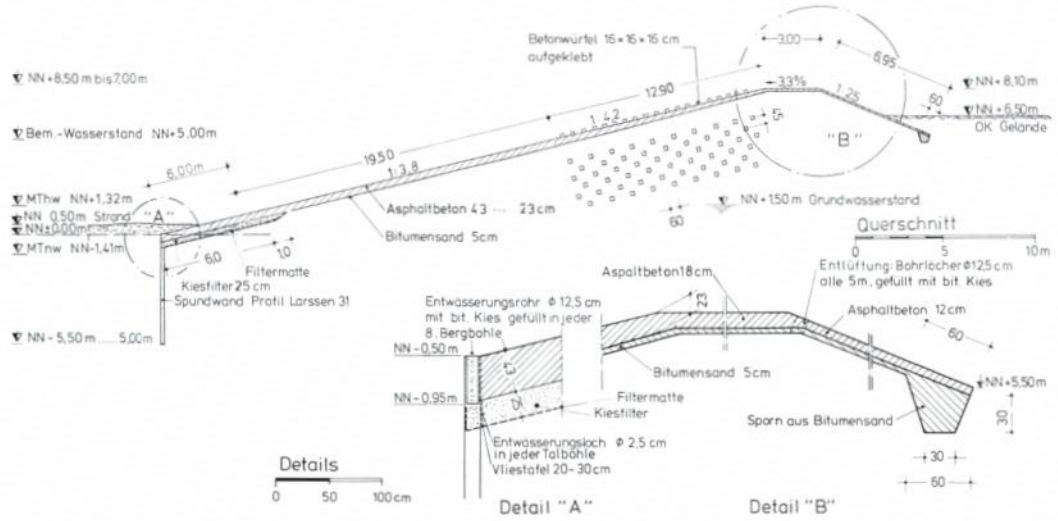
Beispiel 1: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen

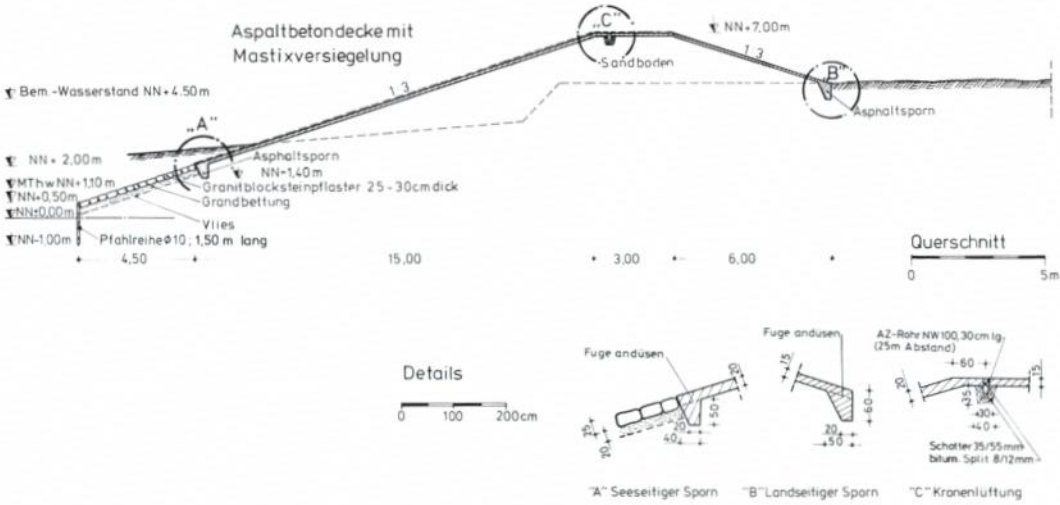
Lage: Westende der Insel Wangerooge, südlich Buhne II
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1974
Bauweise: Die Fußsicherung bildet eine Spundwand, Profil Larssen 31, die obere Sicherung ein Sporn aus Bitumensand mit Rauhigkeitselementen im oberen Bereich. Die Rauhigkeitselemente wurden dabei mit einem senkrecht zur Böschung eingesetzten Stahlbewehrungsstab gegen Abrutschen verdübelt und mit Asphaltmastix als Klebeschicht gegen Ablösen gesichert. Entwässert wird im unteren Bereich über einen auf Filtermatten gelagerten Kiesfilter. Entlüftet wird durch im rückwärtigen Kronenbereich angeordnete Bohrlöcher, gefüllt mit bituminiertem Kies. 1987 und 1988 wurde das gesamte Asphaltbetondeckwerk des Rauhigkeitsstreifens mit einer Oberflächenversiegelung durch Aufspritzen einer hochstabilisierten Bitumenemulsion geschützt.
Beurteilung: Der schwere Seegang trifft nicht frontal auf das Deckwerk. Die seeseitige Deckendichte mit 20 bis 40 cm ist daher ausreichend. Durch die Anordnung der Entlüftungs- und Entwässerungseinrichtungen werden auftretende Innendrücke abgebaut, so daß von hierher keine Gefahr besteht. Versuche, die abgewitterte Asphaltbetonoberfläche dauerhaft mit einer Oberflächenversiegelung aus heiß aufgebrachtem Asphaltmastix zu schützen, waren fehlgeschlagen. Die Versiegelung hatte keinen ausreichenden Verbund mit der Asphaltbetonoberfläche bekommen.

Beispiel 2: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage: Westküste der Insel Föhr bei Utersum am Übergang vom Landesschutzdeich zur hohen Geestküste
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Leicht schluffiger Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1976
Bauweise: Die Fußsicherung bildet eine Pfahlreihe vor dem Asphaltsporn, die obere Sicherung ebenfalls ein Asphaltsporn. Das Deckwerk ist in der Wasserwechselzone bis NN +2,00 m offen aus Granitsteinpflaster auf Grandbettung, anschließend bis zur Deichkrone eine geschlossene Asphaltbetondecke. Gefordert wurde ein Hohlraumgehalt unter 4 % (vorh. i. M. 4,6 %) und eine Oberflächenversiegelung der seeseitigen Decke mit 10 bis 12 kg/m^2 Mastix.
Beurteilung: Rascher Abbau eines möglichen Wasserüberdruckes durch das offene Steinpflasterdeckwerk, das über MThw hochgezogen ist. Deshalb ist auch die verhältnismäßig steile Neigung vertretbar. Durch die Versiegelung soll die Verwitterung der Oberfläche verhindert werden, die bei einem berechneten Hohlraumgehalt < 4 % jedoch nicht zwingend notwendig ist. Die seeseitige Deckendicke von 0,20 m genügt für die in diesem Bereich auftretenden Wellenkräfte.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

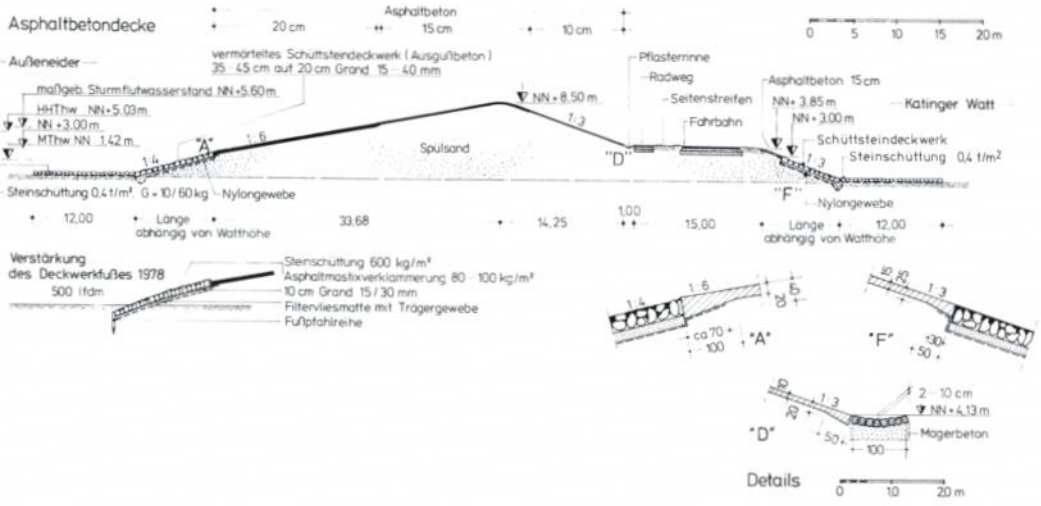




Beispiel 3: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage: Eidermündung unterhalb von Tönning
Beanspruchung: Schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand, aufgespülter Sand
Baujahr: 1968 bis 1971 in verschiedenen Abschnitten, Ausbesserung und Verstärkung des Fußes 1978 begonnen
Bauweise: Fußvorlage aus Steinen, unvergossen auf Nylongewebe mit Schlaufe, Schüttsteinfuß vergossen mit kolloidalem Mörtel bis NN +3,00 m. Oberhalb liegt eine Asphaltbetondecke auf seeseitiger und rückwärtiger Böschung und Krone.
Beurteilung: Schüttsteindeckwerk: Im nördlichen Dammteil 1977 beginnende Stranderosion, Sandaustritt unter dem Nylongewebe hindurch am Fuß der Vorlage. Lose Steine der Vorlage z.T. herausgeschlagen, ungeschütztes, unter Umständen durch UV-Strahlung geschwächtes Nylongewebe durchgescheuert. Hohlliegen und Gefahr des Einbrechens machen Reparatur und Verstärkung erforderlich, dabei tiefes Einbinden des Deckwerksfußes im Watt, Sicherung mit Fußpfahlreihe, Steinschüttung auf Grand und Filtermatte, Verklammerung.
Asphaltbetondecke: Neigung 1:6, hat alle Sturmfluten bisher schadlos überstanden. An der nicht versiegelten Oberfläche ist eine Ausmagerung des Bindemittels zu beobachten, bei deren Fortgang die Oberfläche später versiegelt werden muß. Die senkrechten Arbeitsfugen haben sich teilweise geöffnet und müssen mit plastischem Material gedichtet werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470



Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Beispiel 4: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen und Sinkstückvorlage

Lage: Südweststrand der Insel Borkum

Beanspruchung: Schwerer Seegang und Tideströmungen im Bereich der Vorlage bei Sturmflut

Baugrund: Aufgespülter Fein- und Mittelsand

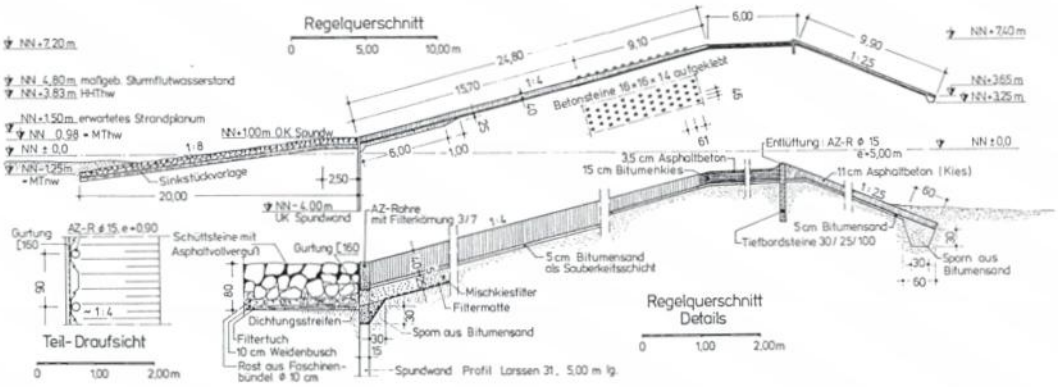
Baujahr: 1973/74, 1976 Vorlage erweitert

Bauweise: 5,0 m lange Fußspundwand, Kiesfilter, Asphaltbetondeckwerk mit Fahrbahn auf der Krone und rückwärtiger Sicherung gegen überschwappendes Wasser. Rauhigkeit aus aufgeklebten Betonsteinen, Entwässerungsrohre am Fuß, Be- und Entlüftungsrohre an der Krone. Wegen geringer Entwicklungslänge seeseitige Neigung 1 : 4 und entsprechend dicke Asphaltbetonschicht von 40 cm am Fuß und 35 cm an der Krone. Später Fußvorlage ergänzt.

Beurteilung: Durch Sturmfluten im Nov./Dez. 1973 während der Bauausführung teilweises Freispülen und Vorneigung der Spundwand mit Sandaustritt. Daraufhin 1974 Einbau einer 10 bis 20 m breiten Fußvorlage aus 80 cm Schüttsteinen auf Faschinen mit 550 kg/m^2 Asphaltverguß, bis 1976 dann ohne Schäden bis auf den mittleren Teil. Deshalb dort Verlängerung der Vorlage durch Grobeinschüttung, die mit 100 l/m^2 Ausgußbeton verklammert wurde. Sie ist als starrer Baukörper teilweise zerbrochen bzw. eingebrochen. Aufgeklebte Betonformsteine waren nach einigen Jahren größtenteils abgeschlagen.

Nur wenn keine Strandabnahme zu erwarten ist, können Spundwandkopf so hoch und Fußspundwand so leicht wie hier gebaut werden. Sonst Spundwand tiefer führen bzw. flexible, ausreichend tiefe und breite Vorlage erforderlich. Zur wirksamen Unterbrechung der uferparallelen Brandungsströmung und Festlegung der gegen den Inselsockel andrängenden Stromrinne der Westerems wurden zusätzliche Buhnen erforderlich. Rauhigkeit aus Betonsteinen sollte in einem Streifen über dem Bemessungswasserstand, mit größeren Seitenlängen und bei größerer Auflagefläche vollflächig und verschiebefest aufgeklebt werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470



Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

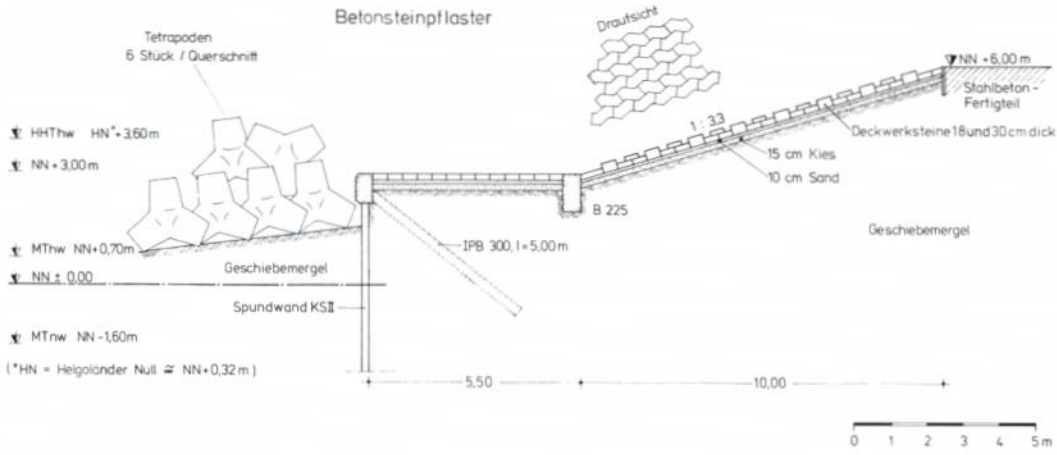
Beispiel 5: **Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit rauher Oberfläche und Formkörpervorlage**

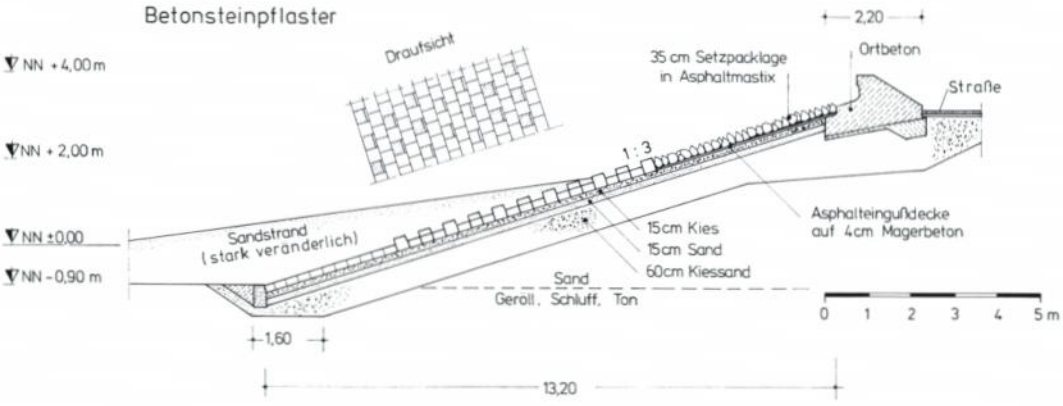
Lage:	Südwestspitze der Insel Helgoland, Verbindung zwischen Südwestschutzmauer und Westmauer
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Geschiebemergel
Baujahr:	1964/65
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand mit Verankerung aus Stahlprofilen IPB 300. Vorlage aus Tetrapodenschüttung, Einzelgewicht 6 t, B 45 Obere Sicherung: Stahlbetonfertigteilsporn Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk mit unterschiedlichen Steindikken, mit davorliegender Berme aus Betonsteinen mit horizontalem Verbund, B 60.
Beurteilung:	Die schwere Bauweise hat sich bisher bewährt, Schäden traten nicht auf. Die Bauweise ermöglichte, weitgehend tideunabhängig zu bauen.

Beispiel 6: **Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche**

Lage:	In der Lübecker Bucht zwischen Travemünde und Neustadt
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang
Baugrund:	Sand, Geröll und Schluff
Baujahr:	1962/63
Bauweise:	Fußsicherung: Ortbetonsporn Obere Sicherung: Ortbetonwand Deckwerksaufbau: Unterer Teil aus Betonsteinen mit vertikalem Verbund auf 30 cm dicker Filterschicht, Formsteine aus B 45, Ortbeton aus B 30 mit Baustahlgewebe auf 8 cm Unterbeton. Oberer Teil Setzpacklage aus geschlagenen Findlingen, mit Asphaltmastix vergossen auf Eingußdecke und 4 cm Magerbeton.
Beurteilung:	Das Deckwerk hat die Beanspruchungen aus den bislang eingetretenen Sturmfluten ohne Schäden überstanden. Bei länger anhaltenden Sturmfluten mit starker Wellenbelastung kommt es jedoch zu erheblichen Strandausräumungen vor dem Deckwerk. Durch die tiefe Einbindung des Deckwerksfußes wird die Standsicherheit des Deckwerkes dadurch jedoch nicht beeinträchtigt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470





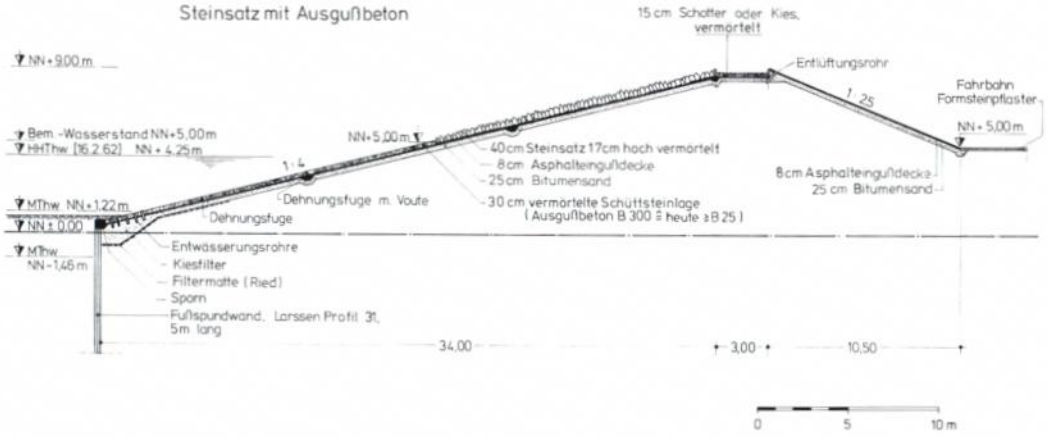
Beispiel 7: **Deckwerk aus Steinschüttung und Steinsatz mit Verguß**

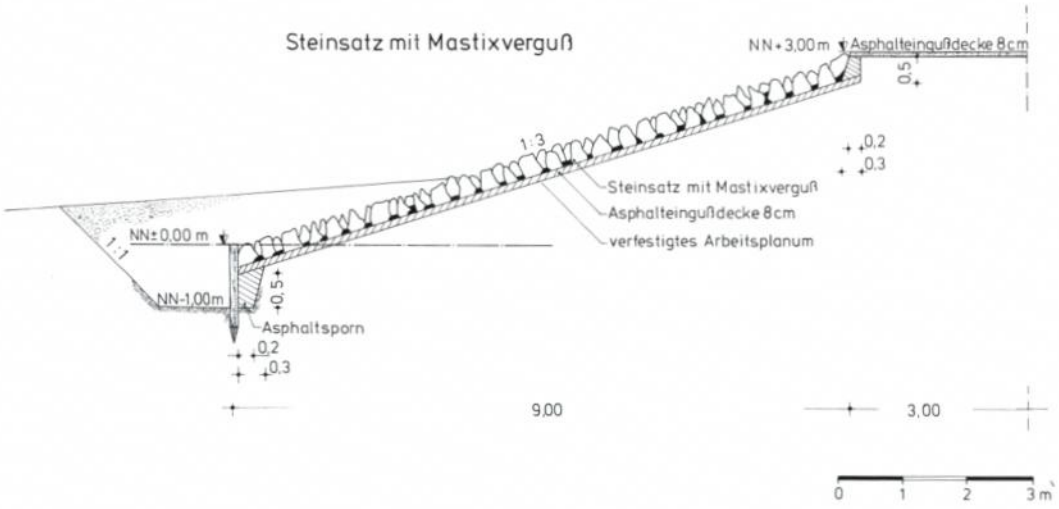
Lage:	Westkopf der Insel Wangerooge
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1962
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand, Larssen Profil 31 mit Sporn, dahinter im Fußbereich offenes Deckwerk mit Kiesfilter auf Filtermatte Obere Sicherung: Decke über rückwärtigen Dünenhang gezogen, Entlüftung durch Rohre im Kronenbereich Deckwerksaufbau: Unterbau aus 8 cm Asphalteingußdecke auf 25 cm Bitumensand, darauf unterhalb NN +5,00 m 30 cm Schüttsteinlage mit Ausgußbeton und oberhalb 40 cm Steinsatz mit 17 cm Ausgußbeton als Colcrete-Mörtel aus Zement und örtlichem Dünensand, Festigkeit B 30.
Beurteilung:	Auf eine gesonderte, schwere rückwärtige Sicherung wurde zugunsten einer größeren Deckwerkshöhe verzichtet. Die Neigung ist mit 1:4 der schweren Bauweise und Beanspruchung angepaßt. Starke Beanspruchung durch exponierte Lage am Seegat Harle; das Deckwerk hat den Beanspruchungen der nach 1962 eingetretenen Sturmtiden schadlos widerstanden.

Beispiel 8: **Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und rauher Oberfläche**

Lage:	Nördlich von Heiligenhafen vor dem Steinwarder
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang
Baugrund:	Sand und Geröll
Baujahr:	1971
Bauweise:	Fußsicherung: Fußpfahlreihe und Asphaltsporn Obere Sicherung: Asphaltsporn, Eingußdecke, 8 cm dick Deckwerksaufbau: Steinsatz 30 bis 35 cm hoch mit Mastixverguß auf 8 cm dicker Asphalteingußdecke.
Beurteilung:	Das Deckwerk hat den Beanspruchungen der bislang eingetretenen Sturmfluten mit geringen Schäden überstanden. Nach dem stellenweisen Verlust der Steinabdeckung hat an den Schadstellen die Asphalteingußdecke den Böschungsschutz übernommen. Die Vergußmenge reichte nicht aus.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470





Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

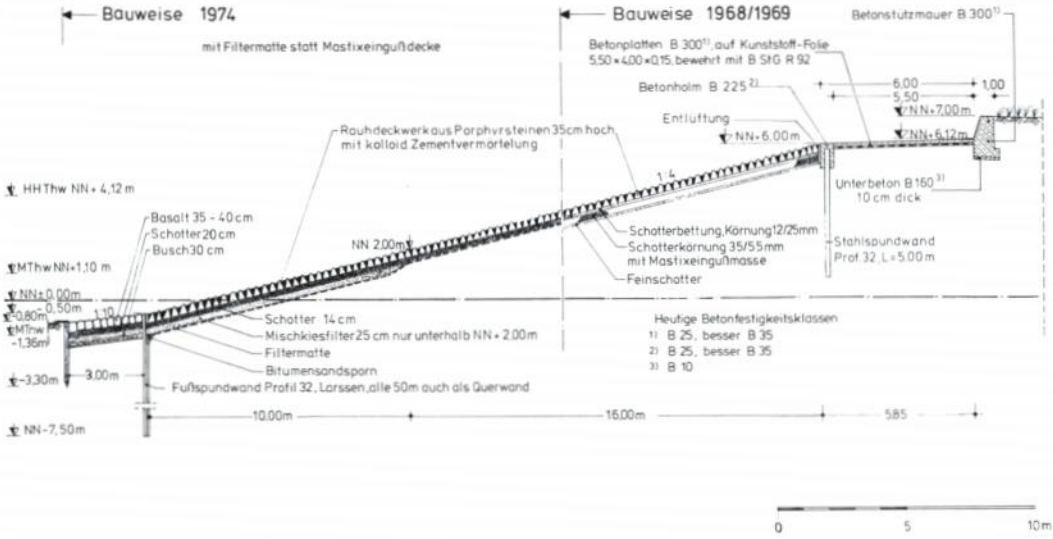
Beispiel 9: Rauhdeckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltvorlage

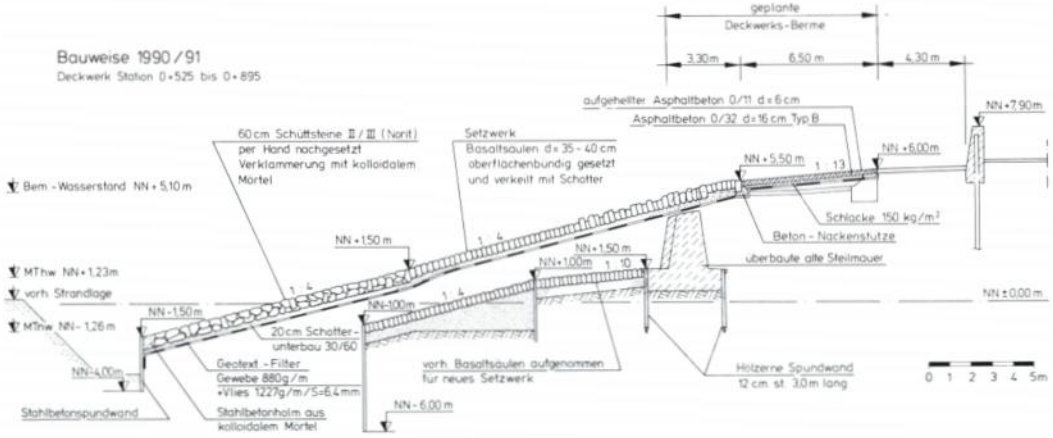
Lage:	Nordstrand Baltrum zwischen Buhne G und N
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1968/69 und 1974
Bauweise:	Fußsicherung: Spundwand, davor Basaltsäulenvorlage auf Schotter und Busch, die durch vordere Pfahlreihe gehalten werden Obere Sicherung: Stahlspundwand und Betonstützwand Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk aus Porphyr von 35 cm Dicke mit Ausgußbeton auf Schotterbett, 1968/69 Unterlage aus Schotter mit Mastixverguß, 1974 Unterlage aus geotextiler Filtermatte, Entwässerung über Kiesfilter und Dränrohre, Entlüftung durch Rohre.
Beurteilung:	Das Deckwerk ist mit der schweren Bauweise und Neigung 1:4 für die schwere Belastung konstruiert. Bisher sind keine Schäden aufgetreten.

Beispiel 10: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltsäulenpflaster mit oberen Rauhstreifen

Lage:	Nordstrand Baltrum zwischen Buhne B und G
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1990/91
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlbetonspundwand mit Anschlußeisen zum Ortbetonholm, Oberkante tiefer als niedrigste gemessene Strandlage. Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk, unten aus Steinsatz, verklammert, auf Schotter, oberhalb NN +1,50 m aus Basaltsäulensetzwerk mit oberem Rauhstreifen auf Schotter zur Wiederverwendung der alten Basaltvorlage; geplante Asphaltbetonberme mit oberer aufgehellter Schicht oberhalb der bisherigen Sicherung aus versackten und z.T. gerissenen Betonplatten; rückwärtig vorhandene Ortbetonplatte; Obere Sicherung: Stahlspundwand mit aufgesetzter Betonwand.
Beurteilung:	Die Neigung ist mit 1:4 der schweren Bauweise und Beanspruchung angepaßt. Die überbaute Steilmauer erlitt 1990 schwere Schäden und mußte ersetzt werden. Sie hat die Ausräumung des Strandes durch Totalreflexion beschleunigt. Darüber hinaus wurde durch explosionsartiges Brechen der Wellen viel Wasser über die Mauer verdriftet. Nach dem Bau des rauhen Schrägdeckwerks ist die Strandausräumung geringer geworden. Der hochschießende Wasserschwall tritt nicht mehr auf.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470





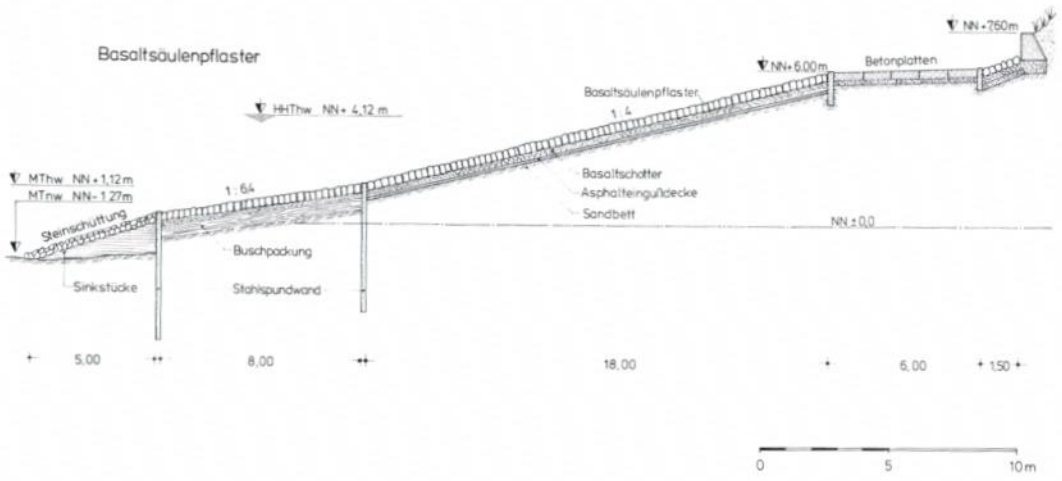
Beispiel 11: **Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Vorlage**

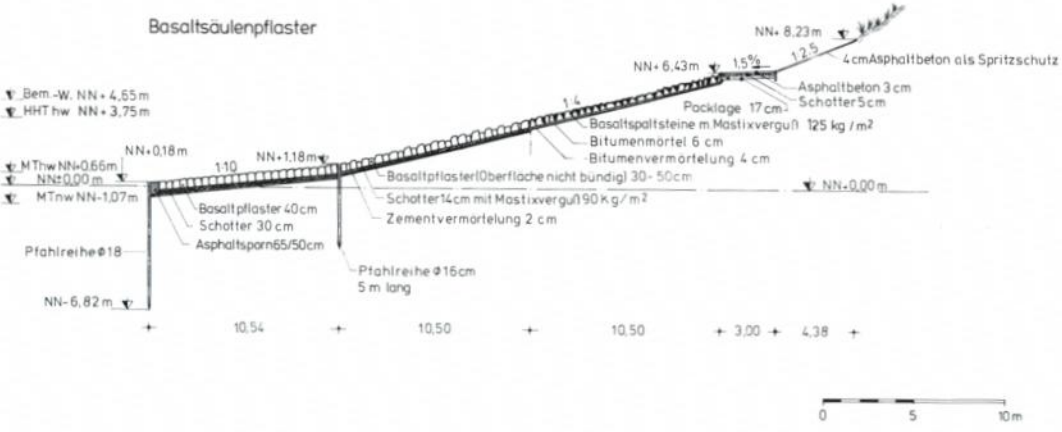
Lage:	Nordstrand der Insel Norderney
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1949 bis 1953 in Abschnitten
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwände mit Steinschüttung und Sinkstücken Obere Sicherung: Betonsporn und in Dünen einbindende senkrechte Abschlußwand Deckwerksaufbau: Basaltsäulenpflaster von 40 cm Dicke auf Basaltschotter mit Asphalteingußdecke
Beurteilung:	Das Deckwerk ist durch den vorgelagerten Strand gegen maximale Beanspruchung geschützt, bisher keine Schäden; die Neigung ist mit 1:4 der schweren Bauweise und Beanspruchung angepaßt.

Beispiel 12: **Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Verguß und rauher Oberfläche sowie Vorlage**

Lage:	Westküste der Insel Sylt
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang
Baugrund:	Dünensand, darunter Mittel- und Grobsandschichten
Baujahr:	1954
Bauweise:	Fußsicherung: Seeseitig durch Stahlspundwand mit Asphaltsporn am oberen Rand, in 15 m Abstand 3,50 m tiefe Querspundwände zur rückwärtigen Pfahlreihe Deckwerksaufbau: Im unteren Bereich Basaltsäulenpflaster auf Schotter, landseitig der Pfahlreihe bis HHThw Basaltsäulenpflaster auf Asphalteingußdecke und Zementvermörtelung, Fugenverguß mit 75 kg/m^2 Mastix, Gesamtgewicht 1275 kg/m^2. Oberhalb HHThw Basaltsäulenpflaster auf 10 cm Bitumenmörtel mit 125 kg/m^2 Mastix-Fugenverguß und 1030 kg/m^3 Gesamtgewicht
Beurteilung:	Starke Höhenänderungen des Strandes erfordern die tiefe Gründung der seeseitigen Pfahlreihe. Die Aufteilung der 1:10 geneigten Deckwerksfläche in einzelne Felder soll mögliche Schadstellen örtlich begrenzen. Bisher keine Schäden, anschließende Überschlagsicherung und Spritzschutz verhindern auch bei schwersten Sturmfluten eine Hinterspülung des Deckwerks. Sandverluste des Strandes werden durch Sandvorspülungen ersetzt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470





Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Beispiel 13: Deckwerk mit S-Profil, oberem Schrägdeckwerk und Vorlage

Lage: Westkopf und Nordweststrand der Insel Norderney

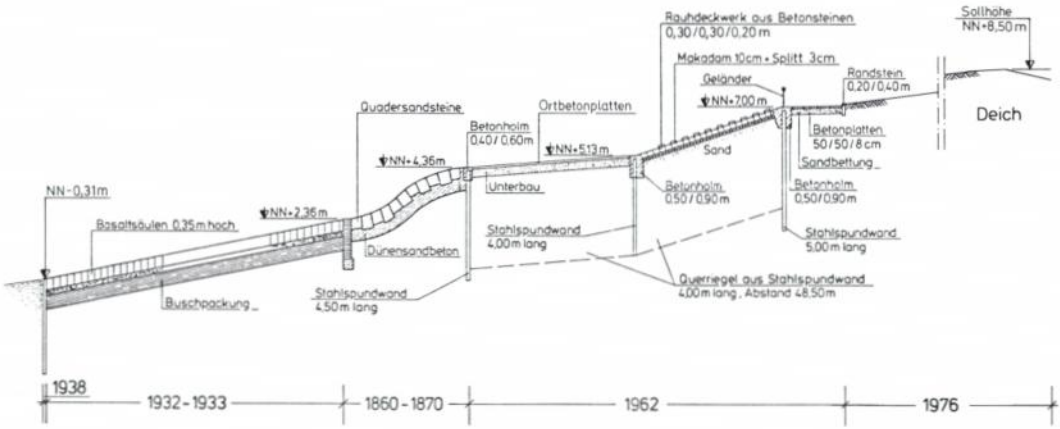
Beanspruchung: Schwerer Seegang

Baujahr: S-Profil 1860–1870, neue verbreiterte Vorlage 1932/33 mit Fußspundwand 1938, Bermen und oberes Schrägdeckwerk 1962, rückwärtiger Deich 1976

Bauweise: Fußsicherung: Basaltvorlage auf Buschpackung und Schotterunterbau mit Fußspundwand.
Obere Sicherung: Stahlspundwand hinter Schrägdeckwerk
Deckwerksaufbau: S-Profil aus Sandsteinquadern auf Dünensandbeton, untere Berme (Wandelbahn) aus Ortbetonplatten mit Z-Fugen, von Stahlspundwänden eingefaßt, oberes Schrägdeckwerk aus 20 cm dicken Betonsteinen mit Rauhheitselementen auf Asphaltmakadam und Splitt, obere Berme aus Betonplatten in Sandbettung, Deich mit Kleidecke auf Sandkern. Untere Berme und Schrägdeckwerk durch Querriegel aus Stahlspundwand im Abstand von 48,50 m unterteilt.

Beurteilung: Das Deckwerk ist im Laufe von 130 Jahren mehrfach zu seiner heutigen Form und Abmessung ergänzt worden. Seit 1951 ist zur Fußsicherung und Ermäßigung der Seegangsbelastung bisher siebenmal Sand vorgespült worden (s. Empf. D, Beispiel 1). Abplatzungen an den unteren Sandsteinquadern und regelmäßiger Fugenverguß der Ortbetonberme verursachen erhebliche Unterhaltungsarbeiten. Das Schrägdeckwerk muß als zu leicht angesehen werden und ist auf Teilstrecken bereits durch Seegang zerstört und durch Steinsatz mit Verguß ersetzt worden. Durch erhebliche Sturmflutschäden (1962, 1976) wurde der Bau der oberen Abschnitte jeweils notwendig. Die obere Berme muß zur Vermeidung von Ausspülungen eine filterstabile Unterlage erhalten und so gestaltet werden, daß der Rücklauf des Wellenauflaufschwalls gewährleistet ist.

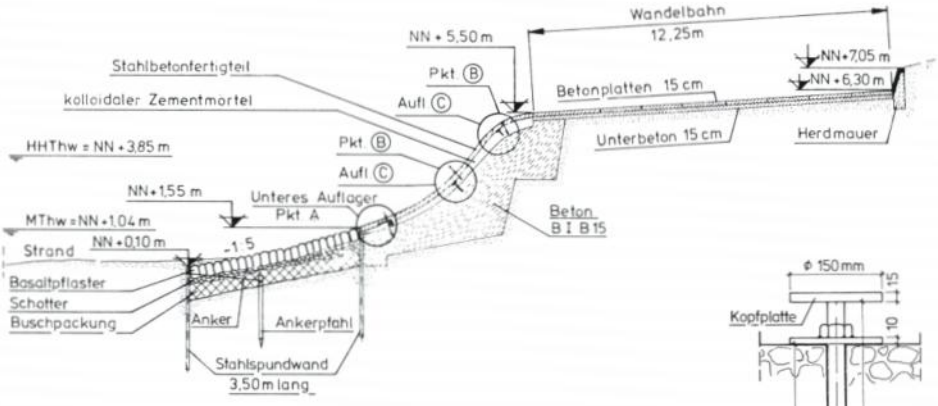
Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

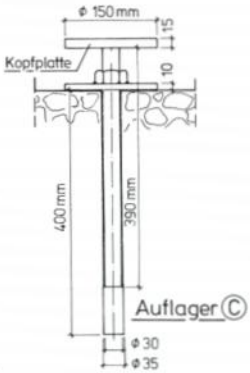


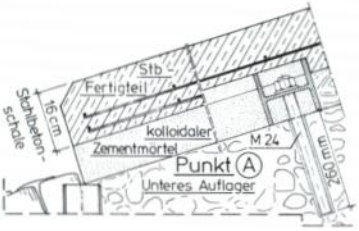
Beispiel 14: Deckwerk mit S-Profil – saniert durch Stahlbetonschalen – und Vorlage

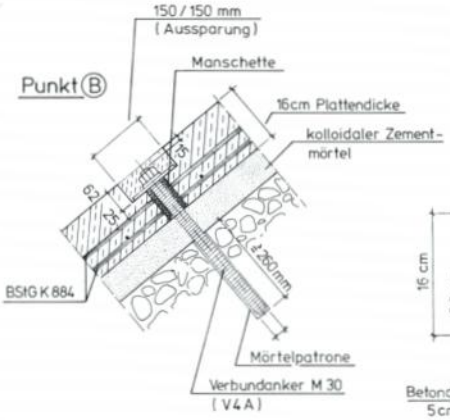
Lage:	Weststrand der Insel Borkum
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1884 bis 1896, Instandsetzung 1954 bis 1960, S-Profil-Sanierung 1990/91
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand, Sinkstück aus Busch mit 40 cm dickem Basaltpflaster Obere Sicherung: Herdmauer aus Beton Deckwerksaufbau: Colcrete-Vermörtelung der Schale aus Resten der alten Schutzmauer, obere Berme aus Betonplatten 150 cm × 150 cm × 15 cm auf Unterbeton von 15 cm Dicke. Sanierung des S-Profils durch vorgesetzte Stahlbetonschalen mit dauerelastischer Fugendichtung und Betonverguß des Hohlraums [108, 115].
Beurteilung:	Sinkstückvorlage und S-Profil-Deckwerk haben den Beanspruchungen standgehalten. Die Pflasterabdeckung der oberen Berme wurde infolge Rißbildung durch Brecher in schweren Sturmfluten zum Teil zerschlagen. Eine vollkommene Sicherheit gegen Hinterspülung ist aufgrund der nach heutigen Gesichtspunkten verhältnismäßig steilen Neigung nicht immer gegeben. An der S-Profil-Sanierung sind bisher keine Mängel erkennbar.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470









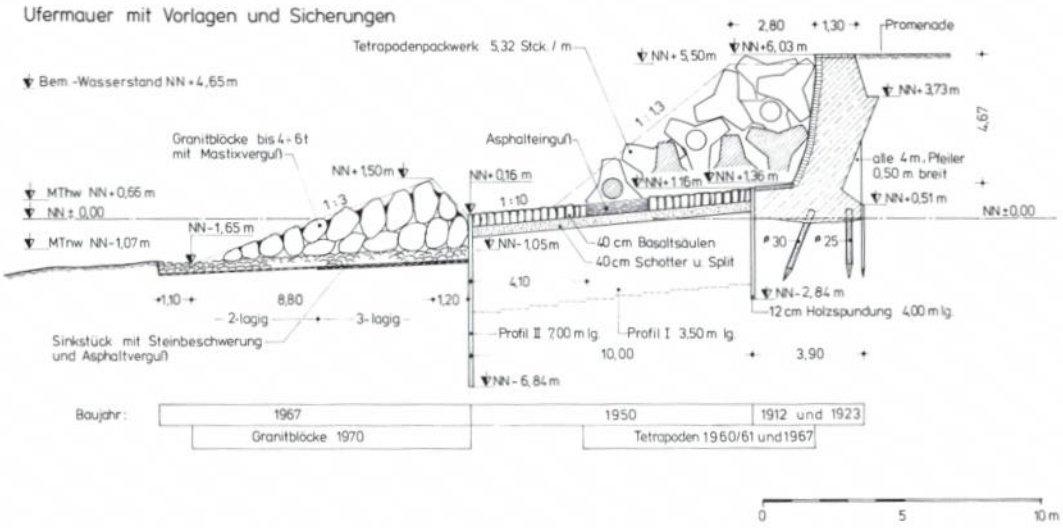
Beispiel 15: **Strandmauer mit Formkörper-Packwerk und Vorlage**

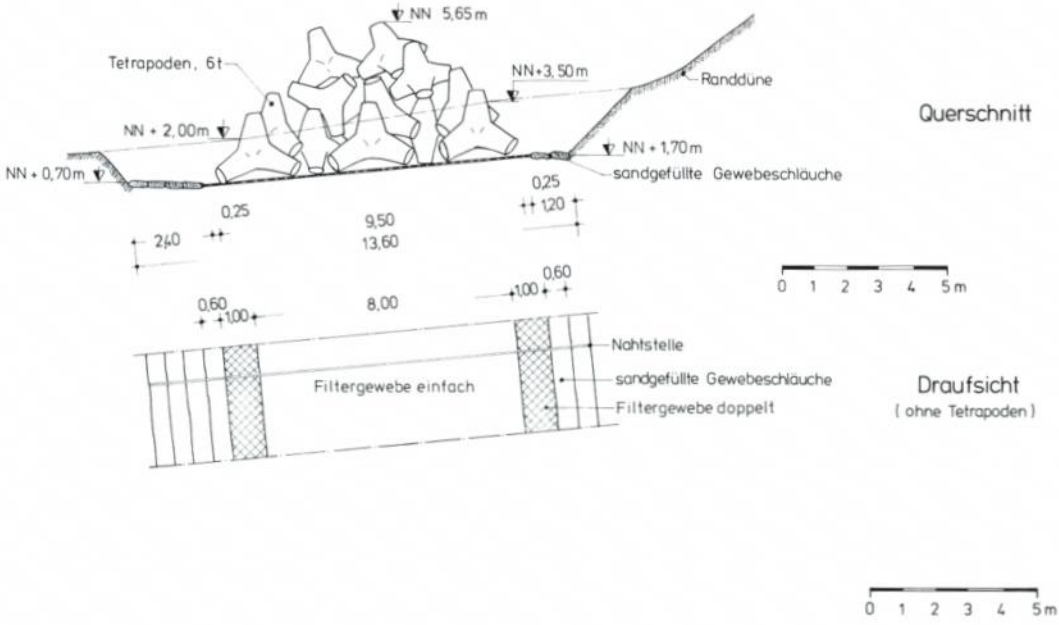
Lage:	Westküste der Insel Sylt – Ufermauer Westerland
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsandschichten
Baujahr:	1912/1923, 1950, 1960/61, 1967 und 1970
Bauweise:	Schwergewichtsmauer mit Vorlage aus Basaltsäulen auf Grandbettung mit seeseitiger Spundwand, davor weitere Vorlage aus mastixverklammerten schweren Granitblöcken auf mehrlagigem Sinkstück. Auf der Basaltpflasterung vor der Strandmauer Tetrapoden-Packwerk mit 6 t Einzelgewicht, seeseitige Tetrapodenreihe zur Sicherung gegen Gleiten in die Unterlage eingebunden
Beurteilung:	Durch das große Eigengewicht und durch die gute Verzahnung bleiben die Tetrapoden auch bei schwerster Brandung im Verband liegen. Die äußere Fußvorlage kann sich begrenzter Erosion anpassen. Funktionell vermindern die Tetrapoden den Brandungsschlag gegen die Strandmauer und begrenzen die Wellenreflexion. Schwere Sturmfluten verursachen Rammstöße der Tetrapoden gegen die Strandmauer; zwischen Tetrapoden und zu schützendem Bauwerk sollte daher ein Zwischenraum vorgesehen werden. Die ständigen Verstärkungen bis in den Vorstrandbereich zeigen, daß die Küstenerosion durch ein solches Bauwerk nicht aufgehalten, sondern nur in eine vertikale Erosion beschränkt werden kann. Seit 1972 erfolgt die Sicherung dieses Bereichs mit Strandvorspülungen. Das Bauwerk hat noch eine Sicherungsfunktion für die Promenade.

Beispiel 16: **Tetrapoden-Längswerk auf Unterlage** (s. a. Abb. E 58)

Lage:	Westküste der Insel Sylt
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsande
Baujahr:	1962, 1967 und 1968
Bauweise:	1. und 2. Bauabschnitt auf dem Sandplanum mit Bongossimatte als Unterlage für zweilagige Mastix-Eingußdecke verlegt. Zur Sicherung gegen Unter- und Hinterspülung Verbreiterung seeseitig um 5 m und landseitig um 2 m. Die seeseitige Tetrapodenreihe bindet in die Fußsicherung ein. Im 3. Bauabschnitt Sohlsicherung durch Nylongewebe, see- bzw. landseitiger Abschluß aus sandgefüllten Schläuchen von insgesamt 2,40 m bzw. 1,20 m Breite. Tetrapoden-Längswerke mit Einzelgewichten von 6 t, i. M. 4,8 Stück/m, seeseitige Neigung 1 : 1
Beurteilung:	Eigengewicht und Verzahnung der Tetrapoden gewährleisten auch bei schwerster Brandung stabile Lage. Die Tetrapodenwälle sollen als Übergang zwischen massiven Küstenschutzbauwerken die Lee-Erosion im unmittelbaren Anschluß an die bestehenden Bauwerke vermindern. Sie bewirken ihrerseits ebenfalls Lee-Erosion an ihren Enden. Erosionsverluste werden durch Sandvorspülungen ausgeglichen. Bei Strandabtragungen sackt die Konstruktion wegen des hohen Flächendrucks (3,6 t/m^2) ab.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470





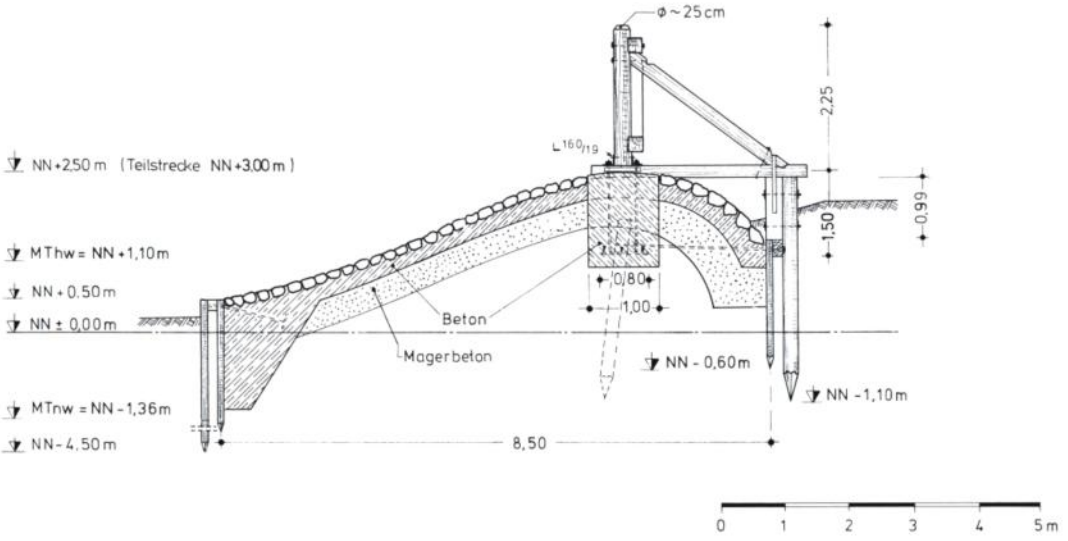
Beispiel 17: **Pfahlschutzwerk auf Betonunterbau** (s. a. Abb. E 61)

Lage:	Südweststrand der Insel Baltrum
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang
Baugrund:	Stark schluffiger Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1883, Umbau 1931, Erneuerung der Holzteile mit Stahlverbindungen um 1990
Bauweise:	Fußsicherung: Pfahlreihen see- und landseitig Deckwerksaufbau: In Betonkörper verankerte Pfähle von 2,25 m Länge, die nach hinten durch Joche abgestützt sind
Beurteilung:	Das ursprünglich den ganzen Westkopf von Baltrum umgebende Pfahlschutzwerk ist bis auf den Südwestteil inzwischen durch massive Deckwerke ersetzt worden. Das Pfahlwerk wirkt als Wellenbrecher, ohne den Durchtritt des Wassers und damit die Ausbildung von Längsströmungen zu verhindern. Durch die Leelage im Südwesten der Insel sind stärkere Schäden bisher kaum eingetreten.

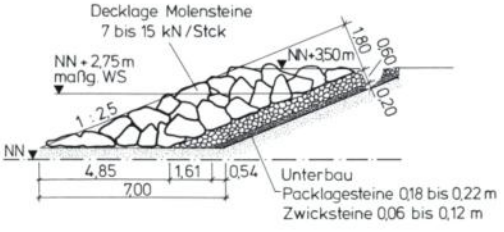
Beispiel 18: **Deckwerk aus Natursteinen**

Lage:	Östlich von Heiligendamm bis zur Jemnitz-Schleuse/Ostsee
Beanspruchung:	Starker Seegang, Brandung
Baugrund:	Grober Sand, Geröll
Baujahr:	1967, 1969/70
Bauweise:	1. Ausführung: Natursteindeckwerk Filteraufbau Die „Schwergewichtsbauweise" verlangt die Stabilität des Einzelsteines durch sein Eigengewicht und damit 1,5 t Steine in der Decklage. Im Filteraufbau werden große Lagenstärken und ein aufwendiger Gesamtaufbau (Unterbau/Decklage) erforderlich. 2. Ausführung: Natursteindeckwerk mit Geotextil-Asphalt-Unterbau Polyäthylenbahn und Asphaltmatten schaffen dichten, flächenhaften Unterbau und reduzieren damit den Baukörper. Auch die Decklagenstärke kann weiter vermindert werden, was hier noch nicht praktiziert wurde
Beurteilung:	Der massive Bauwerkstyp entspricht den Belastungsverhältnissen (Mittelwasser am Bauwerksfuß; steile Schorrenneigung). Starke Setzungen oder Umlagerungen der Steine sind bisher nicht beobachtet worden. Die Kronenhöhe des Dünendeichs ist für den Bemessungswasserstand zu niedrig; das „Schluckvermögen" des Natursteindeckwerkes reduziert den Wellenauflauf nicht ausreichend.

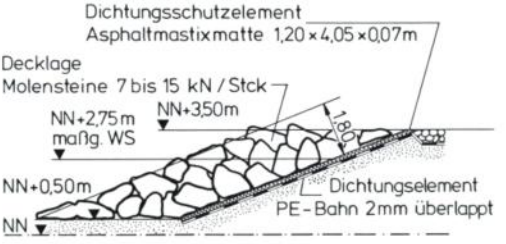
Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470



1. Ausführung



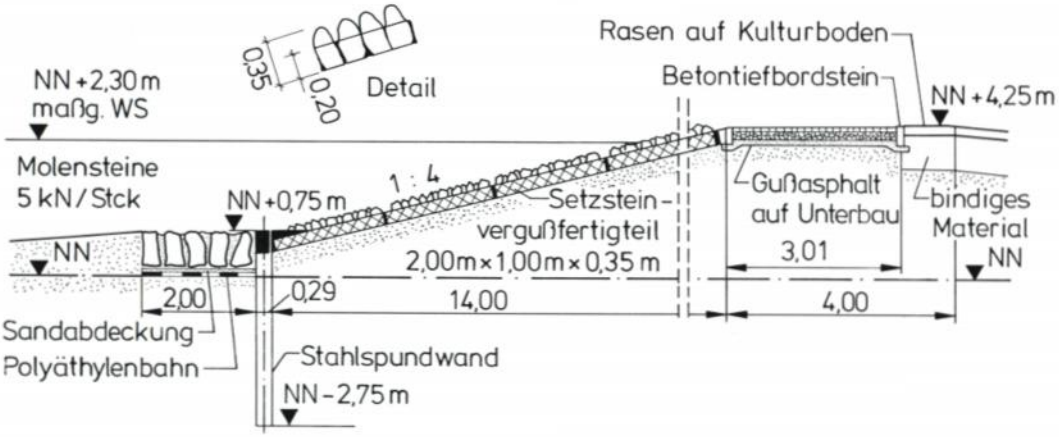
2. Ausführung



Beispiel 19: **Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß, verlegt als vorgefertigte Teilflächen**

Lage:	Vor der Ortschaft Vitte auf der Insel Hiddensee/Ostsee
Beanspruchung:	Seegang, Brandung
Baugrund:	Sand
Baujahr:	1972–1978
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand mit Steinvorlage auf Polyäthylenbahn Kronensicherung: Gußasphaltabdeckung auf Schotterunterbau Deckwerk auf Böschung: Auf horizontaler Fertigungsfläche wurden aus Steinen mit 35 cm Kantenlängen und Asphaltmastixverguß Fertigteile 2,00 × 1,00 × 0,35 m^3 hergestellt und auf die Böschung des sandigen Dünendeichkörpers verlegt; Fugen wurden auf der Böschung mit Asphaltmastix vergossen
Beurteilung:	Das Deckwerk legt die Verteidigungslinie für die unmittelbar hinter dem Dünendeich liegende Ortschaft fest. Der negative Sedimenthaushalt mit der durch Küstenrückgang gekennzeichneten Uferlinie macht künstliche Sandzufuhr erforderlich (s. Empf. D, Abschn. 8, Beispiel 6) Konstruktiv hat das Deckwerk den mittleren Belastungen entsprochen; Beanspruchungen gemäß Bemessungsbedingungen sind bisher nicht aufgetreten.

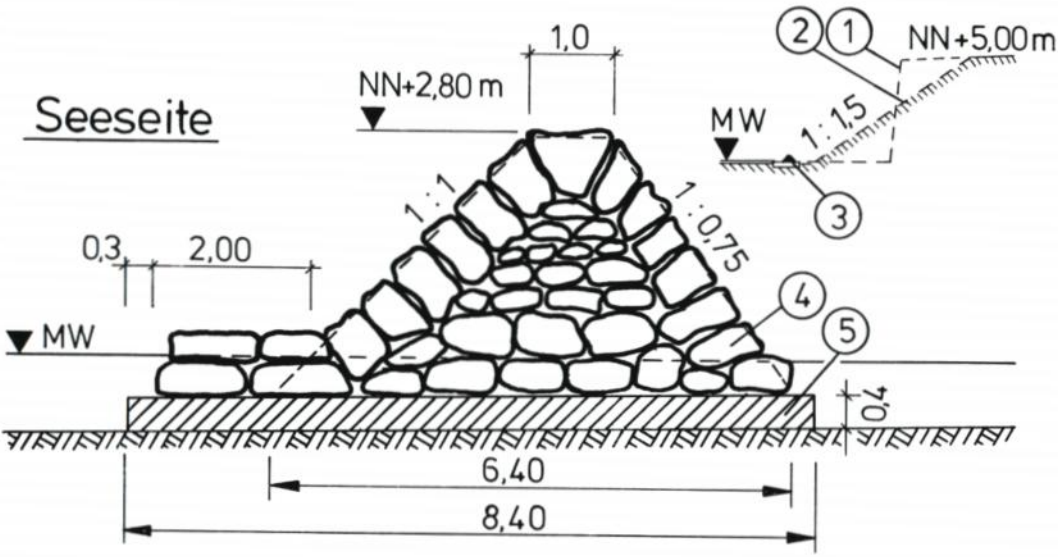
Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470



Beispiel 20: Steindamm auf Faschinensenkstücken

Lage:	Hucke, westl. Ufervorsprung des Inselkernes Dornbusch auf der Insel Hiddensee/Ostsee
Beanspruchung:	Starker Seegang, Brandung, Eis
Baugrund:	Mergel; Sand auf Mergel
Baujahr:	1937–1940
Bauweise:	Fußsicherung: Horizontale Steinvorlage von 2 m Breite auf Senkstücken sowie in 80- bis 100-m-Abständen Steinbuhnen auf Senkstücken gegen Längsströmung und Erosion Steindammaufbau: Auf Faschinensenkstücken wurden Findlinge für die untere Lage und für den Kern des Dammes eingebaut. Sorgfältig ineinandergefügt wurden die lagerhaft gebrochenen Granitsteine zu „gewölbeartigen" Böschungs- und Kronenabdeckungen. Alle Hohlräume und Fugen sind unvergossen
Beurteilung:	Die beabsichtigte Festlegung des Ufervorsprungs Hucke wurde erreicht, jedoch trat verstärkter Rückgang südlich des Steindammes auf. Konstruktiv befindet sich der Damm in gutem Zustand. Nur wenige Stellen zeigen Fugenverbreiterungen im kronen- und seeseitigen Böschungsbereich. Hier sind Vertiefungen am Fuß die Ursache.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

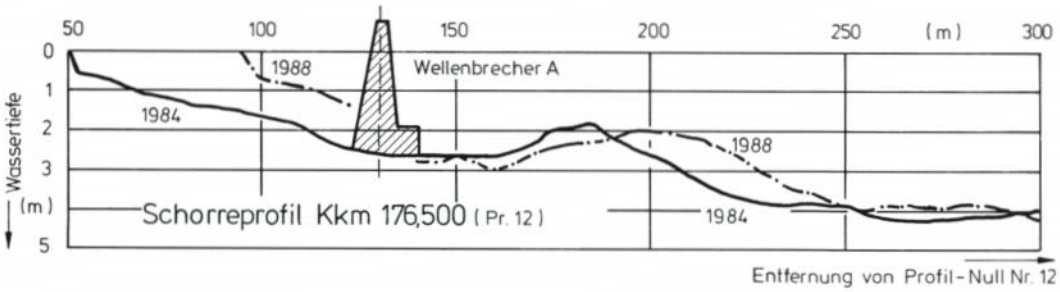


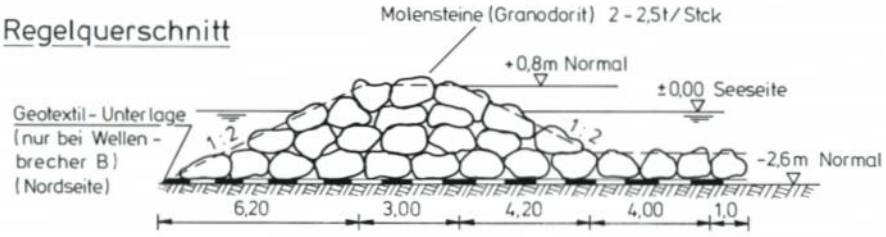
Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

Beispiel 21: **Ufernaher Wellenbrecher** (s. a. Abb. E 62 u. 63)

Lage:	Wellenbrecherpaar etwa 100 m vor dem Ufer bei Wustrow/Fischland an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern
Beanspruchung:	Starker Seegang, Brandung, Strömung, Eis
Baugrund:	Sand auf Mergel
Baujahr:	1985/86
Bauweise:	Wellenbrecher in Schwergewichtsbauweise aus gebrochenen Natursteinen (Granodiorit) von 2,2 bis 2,5 t Einzelgewicht Gleichmäßiger Baukörper ohne erhöhte Dichtigkeit im Kern. Vorrangig direkt auf dem Meeresbogen errichtet; nur versuchsweise Unterlage aus Geotextil bei Wellenbrecher B (s. Abb. E 63) Fußsicherung: Horizontale Steinvorlage von 5 m Breite in Richtung See sowie an den Bauwerksenden aus gleichem Natursteinmaterial
Beurteilung:	Die Bauwerke erreichen die notwendige Wellendämpfung bei mittlerem und starkem Seegang sowie bei mittleren und hohen Wasserständen. Das Seegangsregime im Bauwerksumfeld wird nach Größe und Anlaufrichtung umgeformt und damit die Sedimentakkumulation ausgelöst Das Riff seewärts der Wellenbrecher wurde wenig beeinflußt. Im Bereich der Öffnung zwischen den Wellenbrechern ist die Uferlinie stabil. Im Norden (sog. Leebereich) schaffen ein Buhnensystem und Aufspülungen den Übergang in das ungeschützte Steilufer. Seegang und Eis führten zu einer Kronenhöhenabnahme von 1 bis 2 dm. Die verminderte Wellendämpfung wird durch die zunehmende Mitwirkung der Tombolofläche ausgeglichen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470





7. Schriftenverzeichnis und Normen

Asphalt – Beton – Geotextilien: Normen – Merkblätter – Richtlinien – Lieferbedingungen

[1] DIN 1995: Bituminöse Bindemittel für den Straßenbau.
[2] DIN 52001 bis DIN 52050: Prüfung bituminöser Bindemittel.
[3] DIN 1996: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete, Teil 1–19.
[4] FG Straßenwesen: Technische Lieferbedingungen für bituminöse Sonderbindemittel. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln.
[5] TL MIN 78: Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau. FG für das Straßenwesen, Köln.
[6] BAW: Eignung von Bitumensand als Filterlage in Uferschutzdeckwerken. Vorabstellungnahme der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1976 (unveröffentlicht).
[7] MNA: Merkblatt für das Herstellen von Nähten und Abschlüssen in Verkehrsflächen aus Asphalt. Forschungsges. f. d. Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausg. 1989, FGSV 747.
[8] DAV-Leitfaden Schichtenverbund – Nähte – Anschlüsse. Deutscher Asphaltverband (DAV) eV, Offenbach/Main, 1988.
[9] Forschungsges. f. d. Straßenwesen: Div. Schriften zu Asphalt und Beton im Straßenbau.
[10] DIN 1045: Beton und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung.
[11] DIN 18551: Spritzbeton-Herstellung und Prüfung.
[12] Erläuterungen zur DIN 18551: Spritzbeton-Herstellung und Prüfung, Beton, H. 9, 1975.
[13] Merkblatt Faserspritzbeton. Beton, H. 2, 1977.
[14] ZTV Beton 78: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton – Ausgabe 1978 einschl. 2. Änderung bzw. Ergänzungen – Ausgabe 1982.
[15] TVT 72: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Tragschichten im Straßenbau.
[16] TVV 74: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Straßenbau.
[17] Richtlinien für die Herstellung und Verarbeitung von Fließbeton. Beton, H. 9, 1974.
[18] Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz. Beton, H. 12, 1967.
[19] Underwater Concrete. Heron 1973, Vol. 19, No. 3.
[20] Uferschutzwerke aus Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 38, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 1971.
[21] Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Veröffentl. in Beton, H. 1, 1978.
[22] Richtlinien für die Herstellung und Verwendung von Betonpflastersteinen im Straßenbau. FG für das Straßenwesen, 1961.
[23] DVWK-Merkblätter 221/1992: Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Verl. Paul Parey, Hamburg u. Berlin.

Schriften:

[24] Abromeit, H.-U., Aster, D.: Ein Deckwerk aus konischen Betonsäulen bei einer teilgeböschten Ufereinfassung im Schutzhafen Borkum. Hansa 128, 1–2, S. 99–101, 1991.
[25] BAW: Vorläufige Richtlinien für Prüfung und Bemessung von geotextilen Filtern im Verkehrswasserbau, Karlsruhe, 1975 u. 1977.
[26] Bischoff van Heemskerk: Wasserspannungen unter Asphaltdeckwerken von Deichen. Wasser und Boden, H. 5, 1963.
[27] BMV: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Bundesminister für Verkehr, Bonn, Verkehrsblatt, H. 16, 1976.
[28] Brösskamp, K.-H. et al.: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggervereinigungen e.V., Hamburg, 1976.
[29] Brux, G.: Sonderverfahren im Wasserbau. Beton 26, H. 4, 1976.
[30] CERC: Coastal Engineering Research Center. Shore Protection, Planning and Design, Washington, 1966.
[31] CERC: Coastal Engineering Research Center. Shore Protection Manual, Washington, 1973.

[32] Davidenkoff: Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35, 1973.
[33] Delft Hydraulics Laboratory, Report 568: Remmende invloed op golfoploop door ribbels op gesloten dijkbekleding (Reduction of wave run-up due to ribs on impermeable dike facing). 1957.
[34] Dette, H.-H.: Grundsätzliche Betrachtung über die Bemessung und Ausbildung von geneigten Wellenbrechern. Mitt. des Leichtweiß-Inst., Tu Braunschweig, H. 42, 1974.
[35] Dt. Ges. für Erd- und Grundbau: Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau. Empfehlungen des AK 14. Schriften des Dt. Verb. für Wasserwirtschaft u. Kulturbau, H. 76, Verl. Paul Parey, Hamburg u. Berlin 1986.
[36] EAAW 1983: Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau – EAAW 83, 4. Ausgabe (Dt. Ges. für Erd- und Grundbau, Essen, AK 8b), 1983.
[37] EAK 1981: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Empf. des Ausschusses Küstenschutzwerke der Dt. Ges. für Erd- und Grundbau und der Hafenbaut. Ges. Die Küste, H. 36, 1981.
[38] EAU 1990: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", 8. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
[39] EUV 1990: Empfehlungen für Verklammerung und Sohlensicherungen. Arbeitskreis Verklammerung und Vollverguß. Hg. Bauberatung Zement, Verlag Rautenberg, Leer, 1990.
[40] Erchinger, H. F.: Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schutzdünen-Strand-Profil. Die Küste, H. 27, 1975.
[41] Erchinger, H. F.: Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünen auf Norderney und Langeoog. Die Küste, H. 43, 1986.
[42] Erchinger, H. F.: Ausbau des Wittmunder Außentiefs mit Leitdamm aus vorgefertigten Betonteilen. Hansa 126, S. 473–447, 1989 sowie Jb. der HTG, Bd. 44, 195–202, 1989.
[43] Erchinger, H. F. u. Snuis, G.: Kunststoffgewebeschläuche im Küstenwasserbau. Wasser und Boden, H. 1, 1971.
[44] Franke, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur, H. 1, 1972.
[45] Franke, E.: Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen. Die Küste, H. 29, 1976.
[46] Franzius, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhdeckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitt. des Franzius. Inst., TU Hannover, H. 25, 1965.
[47] Führböter, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. des Franzius-Inst., TU Hannover, H. 28, 1966.
[48] Führböter, A.: Geotextile and Granular Filters underneath Concrete Block Revetments – A Comparison of Uplift Characteristics. Proc. 2nd Int. Symposium on Wave Research and Coastal Engineering, S. 185–204, Hannover, 1988.
[49] Führböter, A.: Wellenbelastungen von Deich- und Deckwerksböschungen. Jb. der Hafenbautechn. Ges., 46. Bd., 1991.
[50] Führböter, A. u. Manzenrieder, H.: Über Wellenwirkungen auf wassergefüllte Hohlräume. Bauingenieur, 56 Jg. (10), 379–390, 1981.
[51] Führböter, A., Manzenrieder, H. u. Dette, H. H.: Wave Forces in a Water-Filled Cavity under a Flat Offshore Foundation. Int.- Symposium „Engineering in Marine Environment", Brügge 2.123–1.130, 1982.
[52] Führböter, A., Sparboom, U. u. Witte, H.-H.: Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenauflauf auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1:6. Die Küste, H. 50, 1989.
[53] Führböter, A. u. Witte, H.-H.: Wellenbelastung an Seedeichen – Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf auf einer Böschung der Neigung 1:n = 1:6. Jb. der Hafenbautechn. Ges., 44. Bd., 1989.
[54] Fülscher: Über Schutzbauten zur Erhaltung der Ost- und Nordfriesischen Inseln. Zeitschr. f. Bauwesen, 1905.
[55] Gaye, J. u. Walther, F.: Die Wanderung der Sandriffe vor den Ostfriesischen Inseln. Die Bautechnik, H. 41, 1935.
[56] Gerhard, P. et al.: Handbuch des Deutschen Dünenbaues. Berlin, 1900.
[57] Grabe, W.: Mechanische und hydraulische Eigenschaften von Geotextilien. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 56, 1983.

[58] Gripp, K.: Ursachen und Verhinderung des Abbruchs der Insel Sylt. Die Küste, Jg. 14, H. 2, 1966.
[59] Grundbau-Taschenbuch. Verl. Ernst & Sohn, Berlin.
[60] Hallauer, O.: Technische Eigenschaften von Sand-Zement-Schüttsteinen für den Wasserbau. Beton, H. 9, 1977.
[61] Heerten, G.: Geotextilien im Wasserbau – Prüfung, Anwendung, Bewährung –. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 52, 1981.
[62] Hibben, H. A.: Die Schutzbauten auf der Insel Borkum. Die Bautechnik, H. 53, 1935.
[63] Hundt, C.: Die Abbruchursachen an der Nordwestküste des Ellenbogens auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.
[64] Jacobsen, P. R. u. Nielsen, A. H.: Experiments with Sandfilled Flexible Tubes. Proc. Int. Conf. on Costal Eng., Washington DC, 1970.
[65] Kerkhoven, R. E.: Die Weiterentwicklung des Baustoffes Asphalt im holländischen Wasserbau. Bitumen, H. 1, Jg. 29, 1967.
[66] Kniess, H. G.: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau. Teil 1: Lose Steinschüttungen. Mitteilungsblatt d. BAW, Karlsruhe, Nr. 42, 1977.
[67] Kramer, J. u. Janssen, Th.: Deichbau an der ostfriesischen Küste unter Anwendung von Asphaltbauweisen. Bitumen, H. 3, 1976.
[68] Krüger, W.: Die heutige Insel Wangerooge, ein Ergebnis des Seebaus (in: Wangerooge, wie es wurde, war und ist). Bremen, 1929.
[69] Küstenausschuss Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe Küstenschutz. Die Küste, Jg. 4, 1955.
[70] Lamprecht, H.-O.: Uferveränderungen und Küstenschutz auf Sylt. Die Küste. Jg. 6, H. 2, 1957.
[71] Lamprecht, H. O.: Betonfertigteile im Wasserbau. Betonsteinzeitung, H. 12, 1962.
[72] Lorenzen, J. M.: Hundert Jahre Küstenschutz an der Nordsee. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1954.
[73] Löwenberg, H.: Fließbeton als neue Anwendungsmöglichkeit im Straßenbau. Straße + Autobahn, H. 6, 1977.
[74] Luck, G.: Untersuchungen der Forschungsstelle Norderney über die Dünenabbrüche auf der ostfrieswischen Insel Langeoog. Die Küste, H. 25, 1974.
[75] Lüders, K., Führböter, A. u. Rodloff, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, H. 23, 1972.
[76] Lüders, K., Liese, R. u. Kramer, J.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
[77] Marotz, Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitt. des Inst. für Wasserirtschaft, Grundbau und Wasserbau der TH Stuttgart, H. 2, 1964.
[78] Messenburg, S.: Recycling von altem Deckwerksmaterial. Hansa, 128, 3–4, S. 207–209, 1991.
[79] Mürdel, D.: Bau von Asphaltbetondeckwerken am Westkopf Wangerooges und deren Bewährung. Bitumen 41, H. 5, S. 136–139, 1979.
[80] Nagai, S.: Pressures of standing waves on vertical wall. Proc. ASCE 93, WW 1, 6408, 1696.
[81] Peper, G.: Die Entstehung und Entwicklung der Inselschutzwerke auf Norderney mit besonderer Berücksichtigung der Bauten der letzten Jahre. Neues Archiv für Niedersachsen, H. 3, 1955/56.
[82] Pilon, J. J.: Wellenbremsende Konstruktionen bei Uferdeckwerken in Asphaltuweise in Holland und ihre wirtschaftliche Bedeutung. Bitumen, H. 3, 1960.
[83] Prang, R.: Hochverdichtungsbohle der ABG. Die Asphaltstraße H. 8, S. 22–26, 1989.
[84] Ragutzki, G.: Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Jahresb. 1973, Band XXV der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1974.
[85] Raudkivi, A. J.: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt im Rück- und Ausblick. in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg. vom Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar 1991.
[86] Rieder, K.: Folgerungen aus Untersuchungen über Küstenschutzprobleme auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.

Die Küste, 55 EAK (1993), 353-470

[87] SAG: Analogietechnik im Küstenschutz: Innenprobleme bei dichten Böschungsbefestigungen scharliegender Hochwasserschutzanlagen an der Ostseeküste. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 5, 1970.
[88] SAATHOFF, F.: Untersuchungen zum Langzeit-Filterverfahren von Geotextilien. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 65, 1987 II.
[89] SAATHOFF, F.: Prüfungen an Geotextilien. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 68, 1989.
[90] SCHIJF, J. B.: Generalities on Coastal Processes and Protection. Jr. of the Waterw. and Harb. Div., Proc. ASCE, 1959.
[91] SCHÖNIAN, E. und SOMMER, P.: Spannungen und Verformungen in Asphaltdeckwerken unter Wellenbeanspruchungen am Beispiel Eiderabdämmung. Wasserwirtschaft 62, H. 7, 1972.
[92] SCHÖNIAN, E.: Asphaltdeckwerke für den Bau des Eiderdammes. Bitumen 34, H. 4, S. 89–95, 1972.
[93] SCHÖNIAN, E.: Neue Bauweisen im holländischen Seewasserbau. Bitumen, H. 1, 1976.
[94] SCHÖNIAN, E. u. Visser, W.: Ein neues Asphaltschiff für Unterwasserarbeiten. Bitumen 31, H. 3, 1969.
[95] SCHÖNIAN, E.: Bitumensand beim Neubau eines Außenhafens in Zeebrugge, Belgien. Bitumen 41, H. 2, S. 54–55, 1979.
[96] SCHÖNIAN, E.: Erfahrungen mit Asphaltdeckwerken – Sanierung und Verbesserte Ausbildung von Nähten. Hansa 126, H. 7, S. 478–483, 1989.
[97] SCHULTZE, E.: Verkehrswasserbau, Küsten- und Wasserstraßen. Hafenbau. 5. Auflage, TH Aachen, 1973.
[98] SWILDERS, JELGERHUIS, J. C.: Remmende invloed op golfoploop door ribbels op gesloten dijkbekleding (Reduction of wave run-up due to ribs on an impermeable dike facing). De Ingenieur, 69, Nr. 29, 1957.
[99] Technical advisory committee on waterdefences: the use of asphalt in hydraulic engineering. Rijkswaterstaat communications No. 37. The Hague, 1985.
[100] TERZAGHI, PECK: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag, Berlin 1961.
[101] VISSER, W., PEUTZ, M. G. F.: Stresses in dike revetments under wave attack. Unveröffentlichter Report No. M 51/70 des Koninkijlke/Shell-Laboratorium, Amsterdam.
[102] VISSER, W., CLAESSESN, A. I. M.: Asphalt rules the Dutch waves. National Asphalt Pavement Association (NAPA) convention, New Orleans, 1975.
[103] VOORLOOPIG RAPPORT: Rijkswaterstaat, Direction Waterhuishouding en Waterbeweging. Arbeitsgruppe „Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen". Hrsg. v. d. DGEG e.V., Essen, 1961.
[104] WEHNER, TH.: Zur Dimensionierung von Asphaltbeton-Deckschichten unter Wellenbeanspruchung. Wasser und Boden 41, H. 10,S. 622–628, 1989.
[105] WEISS, D.: Sicherungsmaßnahmen an Flach- und Steilküsten der DDR-Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. Mitt. der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser und Grundbau, 54, Berlin 1989.
[106] WEISS, D.: Die Wellenbrecher vor WustroW/Fischland. Seewirtschaft, H. 5, 1990.
[107] WEISS, D.: Küstenschutzbauwerke an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. Wasser und Boden, H. 1, S. 17–26, 1991.
[108] WEITZEL, H.: Strombau und Inselschutz in: Im Dienste der Schiffahrt 175 Jahre staatlicher Wasserbau in Emden, Hrsg. Wasser- und Schiffahrtsamt Emden, 1990.
[109] WIEGEL, R. C.: Oceanographical Engineering. Englwood Cliffs. N.J., Pentrice Hall Inc., 1964.
[110] WITTE, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, 19, 1970.
[111] WITTMANN, L. u. HEERTEN, G.: Vergleichende Betrachtung zum Filterverhalten mineralischer und textiler Filter. 1. Nat. Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, Forsch. Ges. f. Straßen- u. Verkehrsw. (Hrsg.), Köln, 1984.
[112] WOESTENENK, A. J.: Use of Asphalt for slope on earth and rockfill dames. Internationale Kommission für hohe Dämme, Madrid, Frage 42, Bericht 43, 1973.
[113] ZITSCHER, F.-F.: Erfahrungen mit Asphaltbauweisen bei Seedeichverkürzungen in Deutschland und Holland. Bitumen 31, H. 4, S. 97–104, 1969.
[114] ZITSCHER, F.-F.: Kunststoffe für den Wasserbau. Bauing.-Praxis, Berlin, 1971.
[115] ASTER, D., WEITZEL, H.: Das harte Ufer von Borkum. Hansa, 129, S. 1304–1314, 1992.

[116] ERCHINGER, H. F.: Geotextile Tubes filled with Sand for Beach Erosion Control. Geosynthetic Case Histories, Ed.: G. P. RAYMOND, J. P. GIROUD, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kingston 1993.