

Probekapitel

Beton-Kalender 2010

Schwerpunkte: Brücken, Betonbau im Wasser

Herausgeber: Konrad Bergmeister, Johann-Dietrich Wörner, Frank Fingerloos

Copyright © 2009 Ernst & Sohn, Berlin

ISBN: 978-3-433-02931-2



Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company

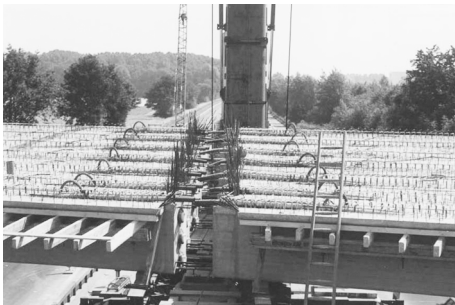


Bild 59. Neubau einer Brücke über die Autobahn, Verlegen und Ausrichten der Fertigteilbalken

system ausgebildet war, wirkt nunmehr als Durchlaufträger. Dafür wird das Durchlaufträgersystem in der Regel durch nachträglich einzuziehende Spannglieder zusätzlich vorgespannt. Durch die Schnittgrößenumlagerungen infolge Kriechens und Schwindens des Betons gleichen sich die Gesamtschnittgrößen im Laufe der Zeit stark dem Durchlaufträgersystem als Eingussystem an.

Weitere Hinweise zur Bemessung und Konstruktion von Fertigteilbrücken enthält Abschnitt 3.8.

3 Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach DIN-Fachbericht 102

3.1 Grundlagen für die Tragwerksplanung

3.1.1 Grundlegende Anforderungen

Den neuen, europäischen Normen liegt das semi-probabilistische Sicherheitskonzept zugrunde. Die Bemessung erfolgt nach der Methode der

Grenzzustände unter Verwendung von charakteristischen Werten, Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten. Zusätzlich zu den Nachweisen in den definierten Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und Gebrauchstauglichkeit (GZG) müssen die Regeln für die konstruktive Durchbildung der Bauteile sowie Anforderungen an die Dauerhaftigkeit beachtet werden.

3.1.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Die Grenzzustände der Tragfähigkeit grenzen die sicheren bzw. akzeptierten Bereiche von denjenigen, die als Versagen eingestuft werden, ab. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit steht im Zusammenhang mit dem Verlust der Tragsicherheit eines ganzen Tragwerks oder eines Bauteils. Zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit gehören die Nachweise gegen Bruchzustände, Nachweise nach Theorie II. Ordnung für schlanke Druckglieder, Nachweise gegen Versagen ohne Vorankündigung bei Verlust des inneren Tragwiderstands sowie Nachweise gegen Ermüdung, wobei das Nachweisformat wie folgt definiert ist:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Dabei ist E_d der Bemessungswert der Beanspruchung. In der Regel sind dies die Schnittgrößen in den einzelnen Querschnitten des Tragwerks infolge der um die Teilsicherheitsbeiwerte vergrößerten charakteristischen Werte der Einwirkungen. Diese Teilsicherheitsbeiwerte haben vor allem die Aufgabe Modellunsicherheiten sowie die statistischen Streuungen auf der Einwirkungsseite abzudecken.

Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d muss aus der maßgebenden Kombination der gleichzeitig auftretenden Einwirkungen ermittelt werden. Dazu sind die nachfolgenden Kombinationen nach DIN-Fachbericht 101 anzuwenden:

- a) ständige und vorübergehende Situationen

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2)$$

- b) außergewöhnliche Situationen

$$E_{dA} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{PA} \cdot P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (3)$$

- c) Situationen infolge Erdbeben

$$E_{dAE} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4)$$

Die ständigen Situationen stehen für die normalen Nutzungsbedingungen des Tragwerks. Vorübergehende Bemessungssituationen sind Bauzustände, das „Anheben zum Auswechseln von Lagern“ und der „Ausbau eines externen Spannglieds“. Für Letztere ist gemäß DIN-Fachbericht 101, Tab. 4.4 eine spezielle Lastgruppe infolge Verkehr (gr 6) anzusetzen.

Die außergewöhnlichen Situationen umfassen im Wesentlichen die Anpralllasten sowie den Nachweis des Ankündungsverhaltens bei einem Verlust des inneren Tragwiderstandes.

Erdbebennachweise für Brücken werden in Deutschland derzeit nur in Einzelfällen und in Abstimmung mit der zuständigen Behörde geführt.

Für die Nachweise gegen Ermüdung gelten andere Kombinationsregeln, die beim entsprechenden Nachweis in Abschnitt 3.5.7.3 erläutert werden.

R_d ist der Bemessungswert des Tragwiderstands. Dieser hängt primär von den Bemessungswerten der Materialfestigkeiten und den geometrischen Querschnittsabmessungen ab. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Materialfestigkeiten decken im Wesentlichen deren statistische Streuungen sowie Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite ab. Die geometrischen Abmessungen werden i. Allg. mit ihren planmäßigen Werten, d. h. ohne Berücksichtigung von Abweichungen eingeführt.

Die Bemessungswerte der Materialfestigkeiten ergeben sich durch Division der charakteristischen Werte mit dem jeweiligen Teilsicherheitsbeiwert.

Der Bemessungswert des Tragwiderstands R_d ist in Abhängigkeit vom Verfahren der Schnittgrößenermittlung zu ermitteln.

Linear-elastische Berechnung der Schnittgrößen:

$$R_d = R \left(\alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s}; \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}; \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \right) \quad (5)$$

Nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) \quad (6)$$

Für den Nachweis der Lagesicherheit des Tragwerks als weiteren Grenzzustand der Tragfähigkeit, gilt das folgende Nachweisformat:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (7)$$

Dabei ist der Bemessungswert der destabilisierenden Einwirkung $E_{d,dst}$ dem Bemessungswert der stabilisierenden Einwirkung $E_{d,stb}$ gegenüberzustellen. Sind dabei die Ergebnisse empfindlich ge-

gen Schwankungen der Größe einer ständigen Einwirkung, so sind die ungünstigen und günstigen Anteile dieser ständigen Einwirkungen jeweils als eigenständige Einwirkungen zu betrachten, wobei dem günstigen Anteil $\gamma_{G,inf} = 0,95$ und dem ungünstigen Anteil $\gamma_{G,sup} = 1,05$ zugeordnet wird.

Anwendungen sind beispielsweise der Nachweis der Sicherheit gegen Abheben bei Lagern und der Bauzustand des Waagebalkens beim Freivorbau, etc.

3.1.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit betreffen im Wesentlichen das Verhalten der Bauwerke unter den Beanspruchungen des normalen Gebrauchs in Bezug auf die Durchbiegungen und die Rissbildung. Dagegen spielt das Schwingungsverhalten bei Straßenbrücken in Betonbauweise aufgrund der großen Steifigkeiten i. Allg. keine Rolle.

Besonderer Beachtung bedürfen Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit, bei deren Überschreitung mit Schäden zu rechnen ist, welche die Dauerhaftigkeit und bei unterlassener Instandsetzung im Laufe der Zeit die Tragfähigkeit beeinträchtigen können (z. B. Begrenzung der Rissbreiten). Daher sind diese Nachweise insbesondere bei Spannbetonbrücken von großer Bedeutung.

Bei Überschreitung der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind die festgelegten Kriterien für das Verhalten eines Tragwerks unter einer definierten Einwirkungskombination nicht mehr erfüllt.

Das Nachweisformat ist wie folgt definiert:

$$E_d \leq C_d \quad (8)$$

Dabei ist E_d der Bemessungswert der Auswirkung und C_d der Bemessungswert der Grenze des Gebrauchstauglichkeitskriteriums. Beispielsweise darf die Spannung/Rissbreite (E_d) unter einer definierten Einwirkungskombination einen zulässigen Grenzwert für die jeweilige Größe (C_d) nicht überschreiten.

Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d muss aus der Kombination der unabhängigen, gleichzeitig auftretenden Einwirkungen ermittelt werden. Hierfür enthält DIN-Fachbericht 101 die folgenden Einwirkungskombinationen:

- Seltene (charakteristische) Kombination

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (9)$$

- Nicht-häufige Kombination

$$E_{d,\text{in frequ}} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (10)$$

- Häufige Kombination

$$E_{d,\text{frequ}} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (11)$$

- Quasi-ständige Kombination

$$E_{d,\text{perm}} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (12)$$

In diesen Kombinationsregeln sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q gleich 1,0 gesetzt. Die Kombinationsbeiwerte ψ sind in Tab. C.2 des DIN Fachberichtes 101 enthalten.

3.1.4 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit

Die Dauerhaftigkeit hat einen großen Einfluss auf den notwendigen Aufwand bei der Bauwerkserhaltung, die Tragsicherheit unter Einschluss des Faktors Zeit und damit die Nutzungsdauer einer Brücke. Einzelne Bauteile des Ausbaus wie Abdichtung und Belag, Entwässerung, Kappen sowie mechanische Bauteile (Lager, Fahrbahnübergänge) etc. unterliegen dem natürlichen Verschleiß und müssen häufig vorzeitig ersetzt werden. Als besonders aggressive Einwirkung für den Beton und Stahl ist die Verwendung von Tausalzen anzusehen. Kritisch sind Durchfeuchtungen des Konstruktionsbetons (Korrosion, Frostwechsel). Hieraus folgt die entscheidende Bedeutung einer einwandfreien Abdichtung und Entwässerung für die Dauerhaftigkeit.

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit nach DIN-Fachbericht 102, II-4.1 beinhalten für das Tragwerk aus Konstruktionsbeton im Wesentlichen die Wahl einer geeigneten Betonzusammensetzung, Mindestwerte für die Betondeckung der Bewehrung sowie die Begrenzung der Rissbreiten und den Nachweis der Dekompression.

Als dauerhaft gilt das Bauwerk, wenn es unter den vorgesehenen Nutzungsbedingungen während der vorgesehenen Nutzungsdauer die Anforderungen hinsichtlich der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand erfüllt. Um eine angemessene Dauerhaftigkeit des Tragwerks aus Konstruktionsbeton sicherzustellen, müssen die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie die konstruktiven Regeln nach DIN-Fachbericht 102 erfüllt sein. Zusätzlich müssen Anforderungen an die Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons be-

rücksichtigt werden. Neben den mechanischen Beanspruchungen sind auch die chemischen und physikalischen Einflüsse aus den Umgebungsbedingungen zu beachten.

Bei den meisten Schäden, die in der Vergangenheit an Betonbrücken festgestellt wurden, handelte es sich um Dauerhaftigkeitsschäden. Ursachen waren häufig unzulässig breite Einzelrisse und zu geringe Betondeckungen. Für den Korrosionsschutz der Bewehrung ist die Begrenzung der Rissbreite auf zulässige Werte sowie vor allem die Qualität der Betondeckung maßgeblich.

Die Korrosionsmechanismen im ungerissenen sowie im gerissenen Beton und die maßgebenden Einflüsse für den Korrosionsablauf wurden in [13] erstmals von *Schießl* grundlegend zusammengestellt und veröffentlicht.

Danach hat sowohl bei karbonatisierungsinduzierten als auch bei chloridinduzierter Korrosion die Rissbreite im Bereich bis etwa 0,4 mm keinen nachweisbaren Einfluss auf die Intensität der Korrosion. Differenzierte Vorgaben an die Rissbreite von Stahlbetonbauwerken sind von daher wissenschaftlich nicht begründbar. Von entscheidendem Einfluss für den Korrosionsschutz der Bewehrung ist die Qualität der Betondeckung.

Bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion führen Rissbreiten bis ca. 0,4 mm bei normgemäßer Qualität der Betondeckung nur zu sehr kleinen Abtragungsraten. Dagegen können bei chloridinduzierter Korrosion auch bei sehr kleinen Rissbreiten sehr große Abtragungsraten entstehen. Ein Einfluss der Rissbreite ist dabei unter baupraktischen Gesichtspunkten nicht vorhanden.

Besonders korrosionsgefährdete Bauteile sind stark chloridbeaufschlagte horizontale Bauteile, bei denen Salzanreicherungen auftreten können. In Rissbereichen muss daher das Eindringen von Chloriden durch besondere Schutzmaßnahmen verhindert werden. Dies erfolgt bei Straßenbrücken durch eine Abdichtung entsprechend den

ZTV-ING. Zusätzlich muss durch ausreichendes Oberflächengefälle und eine wirkungsvolle Entwässerung das Oberflächenwasser möglichst schnell abgeführt werden.

Während bei Betonstählen die Schädigung durch abtragende Korrosion erfolgt, kann bei den korrosionsempfindlicheren Spannstählen auch Spannungsrissskorrosion hinzukommen. Durch eine entsprechende Zulassungsprüfung des DIBt wird jedoch eine gewisse Unempfindlichkeit des Spannstahls sichergestellt. Da Korrosion nur nach örtlicher Depassivierung der Spannstahl-oberfläche möglich ist, gilt als grundsätzliches Bemessungsprinzip, dass eine Depassivierung der Spannstahl-oberfläche während der Lebensdauer des Bauwerks ausgeschlossen bleiben muss.

Nach *Schießl* ist dies bei planmäßig dauernd offenen Rissen ohne Chlорideinwirkung gegeben, wenn die Betondeckung der vollständig verpressen Hüllrohre mindestens 5 cm beträgt und die Rissbreiten an der Betonoberfläche 0,2 mm nicht überschreiten. Ein Vordringen von Chloriden zur Spannstahl-oberfläche muss durch zusätzliche Schutzmaßnahmen verhindert werden.

Diese Grundsätze sind im DIN-Fachbericht 102 in Verbindung mit den ergänzenden Technischen Baubestimmungen (s. Abschn. 3.3) umgesetzt. Besonders gefährlichen Einwirkungen (z. B. Verwendung von Tausalzen) muss mit möglichst vielen Maßnahmen begegnet werden, da einzelne Fehlstellen bei der Bauausführung nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden können.

3.1.5 Schnittstelle zwischen Bauwerk und Baugrund

An der Schnittstelle zwischen Bauwerk und Baugrund sind zwei verschiedene Regelwerke zu beachten:

- DIN-Fachbericht 102:2009-03 „Betonbrücken“ [16] für die Bemessung der Stahlbetonbauteile.
- DIN 1054:2005-01 „Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ für die geotechnischen Nachweise [17].

Die beiden Regelwerke weisen Unterschiede im Sicherheitskonzept auf. So sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen zum Teil unterschiedlich anzusetzen, DIN 1054 berücksichtigt überdies keine Kombinationsbeiwerte. Teilweise werden die Nachweise nach DIN 1054 auf der Grundlage charakteristischer Beanspruchungen $E_{k,i}$ geführt.

Daher müssen grundsätzlich in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund charakteristische Beanspruchungen $E_{k,i}$ in Form von Schnittgrößen oder Spannungen getrennt nach

Einzeleinwirkungen übergeben werden. Damit erfolgen die geotechnischen Nachweise konsequent nach DIN 1054. Die Bemessung der Gründungsbauteile aus Stahlbeton erfolgt konsequent nach den Regeln des DIN-Fachberichtes 102. In der Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Baugrund, beispielsweise in der Sohlfläche von Flachgründungen, sind sowohl die DIN-Fachberichte 101 und 102 als auch DIN 1054 zu beachten.

Hierzu wird nachfolgend der Fall einer Flachgründung mit minimaler Vertikallast (1,0-fach) und maximaler Horizontalkraft (γ -fach) betrachtet. Die *geotechnischen Nachweise* sind auch in diesem Fall mit charakteristischen Beanspruchungen $E_{k,i}$ zu führen (Bild 60a):

- Sicherheit gegen Kippen: Klaffen der Fuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Fundamentfläche (Sohldruckresultierende innerhalb der 2. Kernweite) ggf. mit Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung.
- Keine klaffende Fuge aus ständigen Einwirkungen (1. Kernweite) ohne Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung.

Die Gründungsbauteile aus Stahlbeton sind dagegen mit den Bemessungswerten der Beanspruchungen $E_{d,i}$ auf der Grundlage der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN-Fachbericht 101 und 102 zu bemessen. Bei minimaler Vertikallast und maximaler Horizontalkraft setzt dies jedoch voraus, dass die Wirkungslinie der Resultierenden noch die Sohlfläche zwischen Fundament und Baugrund schneidet. Dazu muss die erforderliche Mindestlänge des Fundaments aus dem Nachweis der Lagesicherheit nach DIN-Fachbericht 101 (Bild 60b) ermittelt werden. Das Fundament darf nicht um die vordere Kante kippen. Der ungünstigere Nachweis (Bild 60a oder b) ist für die Fundamentabmessung maßgebend.

Die Stahlbetongründungskörper werden dagegen mit den Bemessungswerten und Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN-Fachbericht 102 und 101 bemessen. Hierzu ist die sich aus der Gleichgewichtsbedingung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergebende Resultierende der fiktiven Bodenpressung als Bemessungswert anzusetzen. Diese Bodenpressung darf ohne betragsmäßige Begrenzung angenommen werden (Bild 60c).

Wenn bei schlanken Pfeilern für die Stahlbetonbemessung die zusätzlichen Momentenanteile nach Theorie II. Ordnung maßgebend sind, so sind auch für die geotechnischen Nachweise die Momentenanteile nach Theorie II. Ordnung unter den charakteristischen Einwirkungen am verformten Tragwerk zu ermitteln. Für Letztere sollten auf der sicheren Seite liegend die Tragwerksverformungen aus der Stahlbetonbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zugrunde gelegt werden (Bild 61).

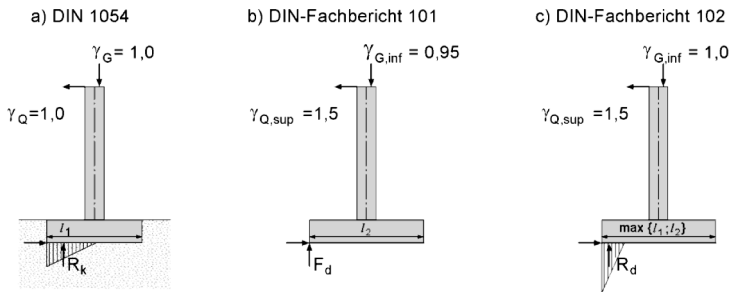


Bild 60. Nachweise für Flachgründungen unter minimaler Vertikallast und maximaler Horizontallast; a) geotechnische Nachweise nach DIN 1054, b) Nachweis der Lagesicherheit nach DIN-Fachbericht 101, c) Stahlbetonbemessung nach DIN-Fachbericht 102

Für die Stahlbetonbemessung kann die Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung mit den γ_R -Verfahren nach DIN-Fachbericht 102, II-Anhang 2 durchgeführt werden. Bei diesem nichtlinearen Verfahren sind die Tragwerksverformungen nach Theorie II. Ordnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter den γ_R -fachen Bemessungswerten der maßgebenden Einwirkungskombinationen zu ermitteln (Bild 61). Die Berechnungen erfolgen auf der Grundlage von rechnerischen Mittelwerten der Baustofffestigkeiten f_{cR} , f_{yR} und f_{tR} .

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,85 \text{ (bis C 50/60)}$$

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk} \quad f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yR}$$

(Betonstahl mit hoher Duktilität)

Bei Anwendung des nichtlinearen Verfahrens handelt es sich beim Tragwiderstand um die Systemtraglast. Da der Berechnung rechnerische Mittelwerte der Festigkeiten zugrunde gelegt werden,

ist ein zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert γ_R für den Systemtragwiderstand bzw. die Systemtraglast zu berücksichtigen. Die Systemtraglast muss um den Faktor γ_R größer sein als die Bemessungswerte der Einwirkungen.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}) = E_d$$

$$R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}) = \gamma_R \cdot E_d \quad (13)$$

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:
 $\gamma_R = 1,3$

Außergewöhnliche Bemessungssituation:
 $\gamma_R = 1,1$

Für Tiefgründungen ist analog vorzugehen. Beim Nachweis der Lagesicherheit nach Bild 62b ist ggf. zu untersuchen, ob bei abhebenden Pfählen

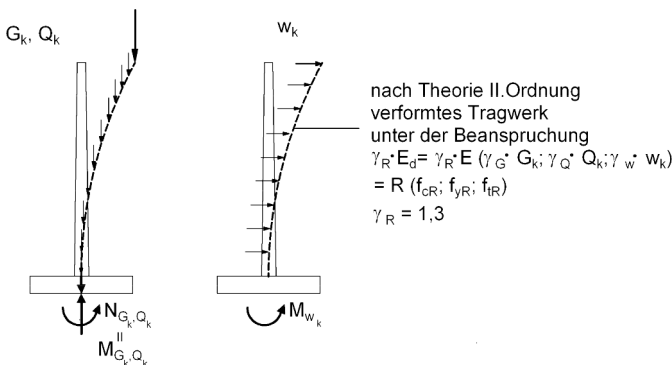


Bild 61. Schlanker Pfeiler nach Theorie II. Ordnung (γ_R -Verfahren)

eine negative Mantelreibung angesetzt werden darf.

Die geotechnischen Nachweise (äußere Stand-sicherheit) erfolgen auf der Grundlage von DIN 1054:2005-01. Dazu sind die charakteristischen Widerstände (Mantelreibung, Spitzen-druck) $R_{k,i}$ aus dem Baugrund zu ermitteln. Die charakteristische Normalspannung $\sigma_{h,k}$ zwischen Pfahl und Boden darf den im ebenen Fall berechneten Wert der charakteristischen passiven Erdwiderstandsspannung $e_{ph,k}$ nicht überschreiten (Bild 62a). Zusätzlich darf der seitliche Bodenwiderstand nicht größer angesetzt werden, als es der Bemessungswert des räumlichen Erdwiderstandes zulässt.

Die Bemessungswerte $E_{d,i}$ der Beanspruchungen ergeben sich durch Multiplikation der charakteristischen Beanspruchungen $E_{k,i}$ mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen nach DIN 1054:2005-01. Die Bemessungswerte $R_{d,i}$ der Widerstände des Baugrundes ergeben sich durch Division der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für Bodenwiderstände ebenfalls nach DIN 1054:2005-01.

Die Bemessung der Stahlbetonbauteile erfolgt dagegen mit den Bemessungswerten und Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN-Fachbericht 101 und 102 (Bild 62c).

Eine Bemessung der Pfähle für den Fall einer maximalen Biegebeanspruchung bei gleichzeitig zugehöriger minimaler Längsdruckkraft (nur ständige Lasten) würde im Falle eines Versagens auf der Biegezugseite mit dem ursprünglichen Sicherheitskonzept nach DIN 1054:2005-01 zu einer unsicheren Bemessung führen. Der Teilsicherheitsbeiwert für günstige Einwirkungen infolge ständiger Lasten beträgt in DIN 1054:2005-01 $\gamma_G = 1,35$, in den DIN-Fachberichten dagegen

$\gamma_G = 1,0$. Eine Korrektur hierzu für DIN 1054 enthält [18].

Eine umfassende Abhandlung über das Teilsicherheitskonzept für Gründungen ist in [19] enthalten.

3.1.6 Einwirkungen während der Bauzeit

Die Regelungen zu veränderlichen Einwirkungen im Bauzustand sind derzeit im DIN-Fachbericht 102 (II-2.2.2.2) enthalten. Während der Bauzeit sind die veränderlichen Einwirkungen in Abhängigkeit von der zum Einsatz kommenden Ausrüstung und Montagemaßnahmen mit mindestens $1,5 \text{ kN/m}^2$ und eine zusätzliche veränderliche und bewegliche Einwirkung durch Personen von 1 kN/m^2 festgelegt. Treten in Abhängigkeit vom gewählten Bauverfahren größere charakteristische Einwirkungen auf, sind diese bei der Ausführungsplanung zusätzlich zu berücksichtigen. Eine Abminderung der veränderlichen Einwirkungen ist nur in begründeten Fällen mit Zustimmung des Bauherrn ggf. unter Auflagen möglich.

Gegen unplanmäßige Horizontalkräfte aus unvermeidbaren Imperfektionen ist das Bauwerk in allen Bauzuständen einschließlich Hebe- und Absenkvorgängen in Längs- und Querrichtung zu sichern; sie sind in allen vorhandenen Bauteilen einschließlich Hilfsunterstützungen zu verfolgen. Wird kein genauere Nachweis erbracht, sind sie aus einer ungewollten Schiefstellung der Bauwerksteile bzw. der Hilfsunterstützungen von 1 % zu berechnen.

3.1.7 Berechnungswerte der Vorspannung

Der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}$ (II-2.5.4.2) wird bestimmt mit

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_c - \Delta P_t(t) \quad (14)$$

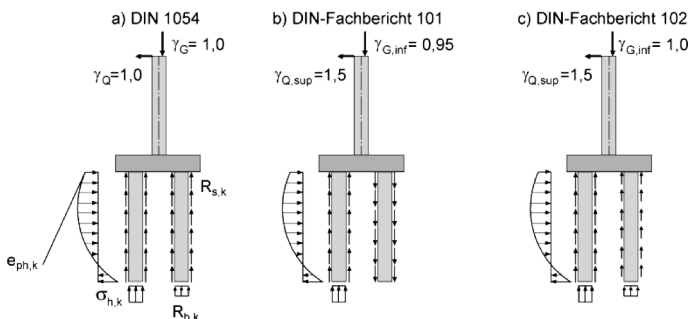


Bild 62. Nachweise für Tiefgründungen unter minimaler Vertikallast und maximaler Horizontallast

Dabei ist

$P_{m,t}$ Mittelwert der Vorspannung zur Zeit t an einer Stelle x längs des Bauteils

P_0 aufgebrachte Höchstkraft am Spannanker während des Spannens

$\Delta P_{\mu}(x)$ Spannkraftverlust infolge Reibung

ΔP_{sl} Spannkraftverlust infolge Ankerschlupf gemäß Spannverfahrenzulassung (nicht bei sofortigem Verbund)

ΔP_c Spannkraftverlust infolge elastischer Verformung des Bauteils bei der Spannkraftübertragung

$\Delta P_i(t)$ Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zur Zeit t

Die verschiedenen Spannkraftverluste ΔP sind nach DIN-Fachbericht 102, II-2.5.4.2 zu berechnen.

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist für den Bemessungswert der Einwirkungen der charakteristische Wert der Vorspannkraft P_k maßgebend. Dabei ist die mögliche Streuung der Vorspannkraft durch einen oberen und einen unteren charakteristischen Wert der Vorspannkraft zu berücksichtigen:

Tabelle 10. Streuung der Vorspannkraft bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Endzustand)

Vorspannart	r_{sup}	r_{inf}
sofortiger Verbund oder ohne Verbund	1,05	0,95
nachträglicher Verbund	1,10	0,90
Externe Spannglieder	1,00	1,00

Tabelle 11. Streuung der Vorspannkraft bei den Nachweisen der Dekompression in den Bauzuständen

Einsatzbedingungen des Spanngliedes	r_{sup}	r_{inf}
internes Spannglied mit gerader oder nahezu gerader Spanngliederführung (z. B. Vorspannung für das Taktschieben)	1,00	1,10
interne girlandenförmig geführte Spannglieder	0,95	1,10
externe Spannglieder	1,00	1,00

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t} \quad (15)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t} \quad (16)$$

Die Werte von r_{sup} und r_{inf} sind der Tabelle 10 für die Nachweise im Endzustand und Tabelle 11 für die Nachweise im Bauzustand zu entnehmen. Diese Werte berücksichtigen die Streuung der Spanngliedreibung sowie der Kriech- und Schwindverluste. Von dieser Regel ausgenommen ist der Nachweis der Druckspannungen (II-2.5.4.3(3)), der mit dem Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}$ ($r_{sup} = r_{inf} = 1$) geführt werden darf. Bei der Berechnung der Krafteinleitung von Spanngliedern im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (z. B. Rissbreitenbeschränkung für die Spaltzugbewehrung) ist für den Bemessungswert der Spannkraft P_{m0} zugrunde zu legen (II-4.2.3.5.7 (104) P).

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Bemessungswerte der Vorspannung P_d (II-2.5.4.2 und II-2.5.4.4.1) im Allgemeinen mit dem Mittelwert der Vorspannkraft als charakteristischem Wert ($P_k = P_{m,t}$) bestimmt:

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{m,t} = 1,0 \cdot P_{m,t} \quad (17)$$

Bei der Berechnung der Krafteinleitung von Spanngliedern im Grenzzustand der Tragfähigkeit (z. B. Spaltzugbewehrung) ist jedoch für den Bemessungswert der Spannkraft $P_d = 1,35 \cdot P_{m0,max}$ zugrunde zu legen (II-4.2.3.5.7 (104) P).

Für die zulässige Spannkraft am Spannanker P_0 sind gemäß DIN-Fachbericht 102 mehrere Grenzen zu beachten. Die in den Spannverfahrenzulassungen angegebenen Werte $P_{0,max}$ (= zulässige Höchstkraft am Spannanker beim Spannen) und P_{m0} können in aller Regel vom Tragwerksplaner nicht ausgenutzt werden (siehe Bild 63). Die Ausnutzbarkeit des Spanngliedes ist nach den folgenden drei Kriterien festzulegen:

Die Zugspannungen im Spannstahl der Spannglieder sind in jedem Querschnitt mit dem Mittelwert der Vorspannung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste ($t = \infty$) auf den Wert $0,65 f_{pk}$ zu begrenzen. Dieser Grenzwert soll der Gefahr einer Spannungsrissskorrosion entgegenwirken und stellt insbesondere eine wichtige Grundlage für die Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern dar. Erfahrungsgemäß kann diese Grenze bei kurzen oder gering umgelenkten Spanngliedern maßgebend werden. In Bild 63 ist dieser Fall durch den horizontalen Anfangsbereich der Kurve für die zulässigen Spannstahlspannungen nach DIN-Fachbericht 102 zu erkennen. Die Begrenzung $0,65 f_{pk}$ ist nicht erforderlich für externe Spannglieder und interne Spannglieder ohne Verbund, sofern deren Auswechselbarkeit sichergestellt ist

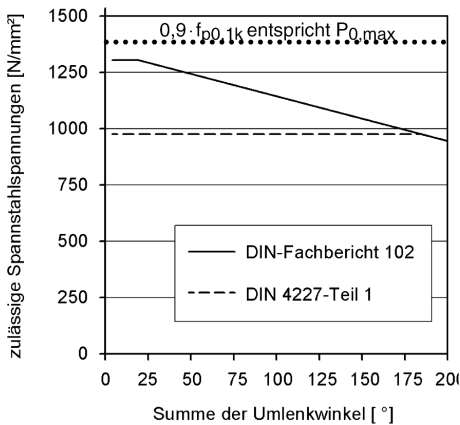


Bild 63. Zulässige Spannstahlspannungen nach DIN-Fachbericht 102 am Beispiel eines Litzen-spanngliedes (St 1570/1770, $f_{p0,1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$, $\kappa = 1,5$, $\mu = 0,2$)

(II-4.4.1.4). Davon ist bei den Spanngliedern ohne Verbund gemäß DIN-Fachbericht 102, Kapitel III „Ergänzungen für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ und ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 2, 2.3.2 (5) auszugehen.

Der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,0}$ zum Zeitpunkt $t = 0$, die unmittelbar nach dem Absetzen der Pressenkraft auf den Anker (Vorspannung mit nachträglichem Verbund) oder nach dem Lösen der Verankerung (Vorspannung mit sofortigem Verbund) auf den Beton aufgebracht wird, darf den kleineren der nachstehenden Werte nicht überschreiten:

$$P_{m,0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p = 0,75 f_{pk} \cdot A_p \quad \text{oder} \quad 0,85 f_{p0,1k} \cdot A_p \quad (18)$$

wobei σ_{pm0} die Spannung im Spannglied unmittelbar nach Absetzen der Vorspannkraft auf den Beton und A_p die Querschnittsfläche des Spannglieds (II-4.2.3.5.4 (3)*P) ist. In der Regel wird diese Grenze bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nicht zur Festlegung der Höchstkraft beim Spannen P_0 maßgebend.

Die am Spannglied aufgebrachte Höchstkraft P_0 , d. h. die Kraft am Spannende während des Spannverfahrens, darf auch bei einem notwendigen Überspannen den kleineren der folgenden Werte nicht überschreiten (II-4.2.3.5.4).

$$P_{0,max} = 0,80 f_{pk} \cdot A_p \quad \text{oder} \quad 0,90 f_{p0,1k} \cdot A_p \quad (19)$$

Bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund ist dazu die Höchstkraft P_0 für das Vorspannen wie

folgt abzumindern (der kleinere Wert ist maßgebend):

$$P_{0,max} = 0,80 f_{pk} \cdot A_p \cdot e^{-\mu \cdot \gamma (\kappa - 1)} \quad \text{oder} \quad 0,90 f_{p0,1k} \cdot A_p \cdot e^{-\mu \cdot \gamma (\kappa - 1)} \quad (20)$$

Dabei ist

μ Reibungsbeiwert des Spannverfahrens nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung

$\gamma = \theta + k \cdot L$ Summe der planmäßigen (horizontalen und vertikalen) und unplanmäßigen Umlenkwinkel zwischen Spannanker und Festanker bzw. fester Kopplung

Bei nahezu gleichzeitigem Vorspannen von beiden Spanngliedern genügt es ohne weitere Nachweise nur eine Hälfte des Spanngliedes zugrunde zu legen. Auf der sicheren Seite liegend wird dabei die Spanngliedhälfte mit dem größtem γ angenommen. Wie bei den Spannkraftverlusten aus Kriechen, Schwinden und Relaxation wird man zu Beginn einer statischen Berechnung auch die Größe von γ zunächst nach Erfahrungswerten abschätzen und nach dem Vorliegen der genauen Konstruktionspläne überprüfen.

κ Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve

- = 1,0 für externe Spannglieder und interne Spannglieder ohne Verbund
- = 1,5 bei ungeschützter Lage des Spannstahls im Hüllrohr bis zu drei Wochen oder mit Maßnahmen zum Korrosionsschutz
- = 2,0 bei ungeschützter Lage über drei Wochen (Gefahr von Flugrost und erheblicher Vergrößerung der Spanngliedreibung)

Der Bauablauf ist im Regelfall so vorzusehen, dass das Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve mit $\kappa = 1,5$ ausreichend ist. Auf ein Vorhaltemaß zur Sicherung der Überspannreserve darf bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nicht verzichtet werden; alternative konstruktive Maßnahmen (z. B. Ersatzhüllrohre) sind nicht vorzusehen. In Bild 63 ist der Einfluss des Vorhaltemaßes für das Überspannen durch die mit der Summe der Umlenkwinkel abfallende Kurve für die zulässigen Spannstahlspannungen nach DIN-Fachbericht 102 zu erkennen.

Für die Festlegung der Mindestbetonfestigkeit beim Vorspannen wird in der jeweiligen Spannverfahrenszulassung die Mindestbetonfestigkeit als Zylinderdruckfestigkeit f_{cm0} angegeben (s. Abschn. 3.2.3.1 „Spannverfahren“).

3.2 Baustoffe

3.2.1 Beton

Die für die Bemessung und Konstruktion relevanten mechanischen Eigenschaften des Betons sind im DIN-Fachbericht 102, II-3.1, die Bemessungswerte und Spannungs-Dehnungs-Linien in II-4.2.1 geregelt. Betontechnologische Festlegungen sind im DIN-Fachbericht 100 „Beton“ enthalten. Der Geltungsbereich des DIN-Fachberichtes 102 umfasst nur die Verwendung von Normalbeton für Brücken innerhalb der Festigkeitsklassen C 12/16 (z. B. für Sauberkeitsschichten) bis C 50/60. Für die Verwendung von höherfesten Betonen sind zusätzliche Regeln zu beachten.

Für Stahlbetonbauteile soll die Festigkeitsklasse des Betons mindestens einem C 20/25 und für Spannbetonbauteile mindestens einem C 30/37 entsprechen. Sollen andere Betone (z. B. hochfester Beton, Leichtbeton) verwendet werden, ist eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Zusätzlich zu beachten sind die Vorgaben der ZTV-ING, Teil 3 „Massivbau“, Abschnitt 1 „Beton“. So beträgt die Mindestdruckfestigkeitsklasse aller frost- und tausalzbeanspruchten Bauteile C30/37 (28d) und der Brückenkappen aus LP-Beton C25/30 (28d). Diese Sonderregeln gelten nur für den Normalfall der Bestimmung der Druckfestigkeitsklasse im Alter von 28 Tagen, im Übrigen gilt DIN-Fachbericht 100. Für die Qualitätssicherung des Betons sind in der Regel die Überwachungsklasse 2 nach DIN 1045-3, Tab. 3 zugrunde zu legen und die verlängerte Nachbehandlungsdauer zu beachten (vgl. ZTV-ING, Teil 3 „Massivbau“, Abschnitt 2 „Bauausführung“).

Für eine umfassende Darstellung des Baustoffs Beton wird auf Kapitel V in diesem Beton-Kalender verwiesen.

3.2.2 Betonstahl

Die mechanischen Eigenschaften des Betonstahls sind im DIN-Fachbericht 102, II-3.2, die Bemessungswerte der Spannung-Dehnungs-Linien in II-4.2.2 geregelt. Für Brückenüberbauten ist ausschließlich hochduktiler Stahl nach der Normreihe DIN 488 oder nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung zu verwenden. Betonstahl mit hoher Duktilität muss die folgenden Duktilitätsanforderungen erfüllen:

$$\epsilon_{uk} \geq 5\% \quad \text{und} \quad (f_t/f_y)_k \geq 1,08$$

Hierbei bezeichnet ϵ_{uk} den charakteristischen Wert der Dehnung bei Höchstlast und $(f_t/f_y)_k$ den charakteristischen Wert des Verhältnisses von Zugfestigkeit zu Streckgrenze.

Während diese Anforderungen von Stabstahl i. Allg. erfüllt werden, ist dies für Betonstahlmatten

ten i. Allg. nicht gegeben. Überdies weisen Betonstahlmatten aufgrund der Schweißverbindungen eine deutlich geringere Ermüdungsfestigkeit als Stabstahl auf und verfügen nur über einen begrenzten Bewehrungsquerschnitt. Daher sind im DIN-Fachbericht 102 nur Betonstabstahl und Betonstahl vom Ring geregelt.

Besteht trotz dieser Einschränkung in Ausnahmefällen im Einvernehmen mit dem Bauherren der Wunsch z. B. bei Unterbauten ohne ermüdungswirksame Beanspruchungen Betonstahlmatten einzusetzen, so kann auf die Regelungen der DIN 1045-1 zurückgegriffen werden. Diese Betonstahlmatten sollten die Duktilitätsanforderungen für normale Duktilität erfüllen:

$$\epsilon_{uk} \geq 2,5\% \quad \text{und} \quad (f_t/f_y)_k \geq 1,05$$

Der Verbund ist von entscheidendem Einfluss für die erforderlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen bei Stößen der Bewehrung sowie für das Rissverhalten. Maßgebend für die Verbundfestigkeit und -steifigkeit ist die Rippung der Oberfläche.

3.2.3 Vorspannung

3.2.3.1 Spannverfahren

Im Geltungsbereich des DIN-Fachberichtes 102 wird nur die Vorspannung von Betonbauteilen durch Spannglieder (II-1.1 (2) P) zugelassen.

Maßgebend für die Zulassung von Spanngliedern ist die europäische Zulassungsleitlinie für Spannverfahren ETAG 013 der Europäischen Organisation für Technische Zulassungen (EOTA). Seit Einführung von DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 sind vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) für Spannverfahren auf die Anforderungen dieser Zulassungsleitlinie angepasst worden. Parallel dazu wurden von den europäischen Zulassungsstellen auch Europäische Technische Zulassungen (ETA) für Spannverfahren nach ETAG 013 erteilt. Es stellt sich heraus, dass es in Europa unterschiedliche Auffassungen und Traditionen zum Inhalt der Spannverfahrenzulassungen in wichtigen Details gibt. Deshalb dürfen ETA in Deutschland nur mit einer zugehörigen Anwendungszulassung (Z-13.7...) des DIBt angewendet werden. Dies wird insbesondere für Straßenbrücken durch die „Hinweise zu den ZTV-ING, Teil 3 – Abschnitt 2“ vorgeschrieben. Mit der Anwendungszulassung wird die jeweilige ETA so vervollständigt und in die nationalen Vorschriften eingebettet, dass sie als gleichwertig zu dem allgemeingültigen technischen Standard der abZ gelten kann. Dem Vernehmen nach werden derartige nationale Anwendungsregeln der ETA im Ausland ebenfalls durch projektspezifische

Nebenabreden in den Ausschreibungstexten oder durch spezielle Regelwerke der nationalen Bauaufsichten ergänzt.

Es stehen inzwischen eine ausreichende Anzahl von Spannverfahrenzulassungen nach ETAG 013 zur Verfügung, sodass im Geltungsbereich des überarbeiteten DIN-Fachberichtes 102 zukünftig nur noch diese Zulassungen Anwendung finden sollen. Die in [1] noch enthaltenen Übergangsregeln für Spannverfahren nach DIN 4227-Teil 1 sind daher nicht mehr anzuwenden.

Durch den Einfluss der europäischen Zulassungsleitlinie ETAG 013 haben sich einige Detailregeln verändert, die im überarbeiteten DIN-Fachbericht 102 berücksichtigt wurden. So werden die Mindestbetonfestigkeiten für das Aufbringen der Vorspannung im Rahmen des Zulassungsverfahrens für Anker und Kopplungen konkret geprüft. Die so ermittelten Betonfestigkeiten werden in den Spannverfahrenzulassungen (abZ oder ETA) unmittelbar angegeben. Dies gilt auch bei der Verlängerung von abZ für externe Spannglieder. Die am vorzuspannenden Bauteil vorhandenen Betonfestigkeiten sind vor dem Spannen nachzuweisen. Für ein Teilvorspannen mit 30 % der Vorspannkraft $P_{0,max}$ ist eine Mindestbetonfestigkeit von $0,5 f_{cm0}$ erforderlich. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Die Werte für die Mindestbetonfestigkeiten beziehen sich auf die lokale Einleitung der Spannkraft. Davon unberührt bleibt die Notwendigkeit von weiteren Nachweisen für das Gesamtbauteil in diesem Bauzustand (z. B. Abheben des Überbaus von der Schalung bei eingeschränkter Betonfestigkeit). Diese sind mit einer Betonfestigkeit

$$f_{ck} \leq f_{cm0} - 8 \text{ N/mm}^2$$

zu führen.



Bild 64. Vorspannarbeiten auf der Baustelle

Bisher ungewohnt ist in Deutschland auch die Aufgabenteilung, die gemäß ETA seitens der Spanngliedproduzenten möglich ist. Zulassungsinhaber für das Spannverfahren, Hersteller der Spanngliedkomponenten und bauausführende Spezialfirma (Bild 64) können, müssen aber nicht derselben Unternehmung angehören. Außerdem enthalten ETA nicht mehr die notwendigen Regeln für die Bauausführung, da in einer ETA nach geltender europäischer Rechtsmeinung grundsätzlich nur das Bauprodukt (Qualität, Zertifizierung) – nicht aber seine Verarbeitung auf der Baustelle – geregelt wird. Insbesondere für Spannverfahren entsteht dadurch eine gravierende Regelungslücke, denn die Funktionstüchtigkeit und Dauerhaftigkeit von Spanngliedern hängt nicht nur von der Eignung der Komponenten ab, sondern in erheblichem Umfang auch vom ordnungsgemäßen Einbau auf der Baustelle.

Diese gravierende Regelungslücke wird in Deutschland durch die Anwendungszulassungen des DIBt geschlossen. Mit den Anwendungszulassungen werden die „DIBt-Grundsätze für die Anwendung von Spannverfahren“ (DIBt-Mitteilungen Heft 4, 2006) verbindlich für den Bauvertrag vereinbart. Diese Regelungen ergänzen die allgemeine Bauausführungsnorm des Betonbaus DIN 1045-3 für die speziellen Anforderungen der Spannverfahren. Außerdem werden die Verantwortlichkeiten der Beteiligten geregelt. Insbesondere werden auch Anforderungen (Personal, Ausrüstung, Qualifizierung) an die ausführende Spezialfirma festgelegt. Diese muss im Besitz einer Zertifizierung durch den Zulassungsinhaber sein, der mit seiner Zertifizierung Verantwortung für die einwandfreie Qualifizierung und Ausrüstung der Ausführenden Spezialfirma übernimmt. Die Bauaufsicht vor Ort ist verpflichtet, nur zertifizierte Spezialfirmen auf den Baustellen zuzulassen. Erste Erfahrungen bei der Umsetzung dieser neuen Regeln in die Praxis haben gezeigt, dass sich sehr erste Fehlentwicklungen bei den sicherheitsrelevanten Spannarbeiten ergeben können, wenn diese noch ungewohnten Regeln nicht eingehalten werden.

3.2.3.2 Einpressen von Spanngliedern

Die Sicherstellung einer einwandfreien Qualität des Einpressmörtels von Spanngliedern ist für Spannbetonbrücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund von höchster Bedeutung. Fehler bei den Einpressarbeiten (Bild 65) können gravierende Mängel für das Bauwerk zur Folge haben und seine Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ernsthaft gefährden:

- fehlender Korrosionsschutz für den Spannstahl,



Bild 65. Einpressen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund

- verringertes Sicherheitsniveau im Grenz-zustand der Tragfähigkeit durch fehlenden Verbund,
- Vergrößerung der Rissbreiten durch fehlende Verbundwirkung der Spannglieder.

Leider sind unzureichend mit Einpressmörtel verfüllte Spannglieder – auch in jüngster Vergangenheit – immer noch vereinzelt angetroffen worden. Diese Mängel werden in der Regel nur zufällig entdeckt, da nach wie vor das Problem der fehlenden Kontrollierbarkeit einer ausreichenden Verfüllung der Spannkanäle besteht. Auch später können Fehlstellen von Einpressmörtel nicht sicher aufgefunden werden, weil sich die Spannglieder überwiegend unzugänglich im Konstruktionsbeton befinden. Aus diesem Grunde ist die durchaus zur Verfügung stehende Technologie zur nachträglichen Instandsetzung derartiger Einpressmörtelfehlstellen beim Bauwerksbestand nur begrenzt einsetzbar.

Umso wichtiger ist es, während der Bauphase eine einwandfreie Ausführungsqualität der Einpressarbeiten sicherzustellen. Dieses Ziel verfolgt das europäische Regelwerk

- DIN EN 445 „Prüfverfahren“,
- DIN EN 446 „Einpressverfahren“ und
- DIN EN 447 „Anforderungen für üblichen Einpressmörtel“.

In Deutschland gelten diese Normen zusammen mit den Anlagen zur Bauregelliste A Teil 1 und der „Richtlinie zur Überwachung des Herstellens und Einpressens von Zementmörtel in Spannkanäle“ des Deutschen Instituts für Bautechnik

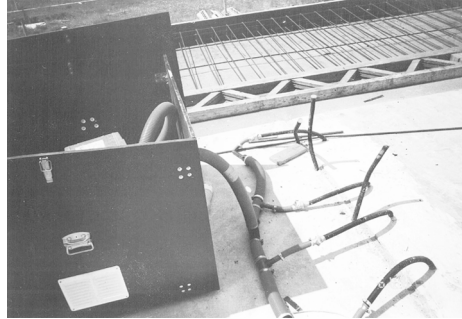


Bild 66. Trocknung von längerer Zeit unverpressten Spanngliedern

(DIBt). Aufbauend auf dem bewährten Stand der Einpresstechnologie soll die konsequente Umsetzung dieser Technologie durch eine verbesserte Planung und Arbeitsvorbereitung der Einpressarbeiten, im Rahmen der durch den Auftragnehmer aufzustellenden „Arbeitsanweisung Einpressen“, sowie durch den Einsatz einer anerkannten Überwachungsstelle (Fremdüberwachung) auf der Baustelle erreicht werden.

Die Arbeitsanweisung Einpressen bildet zusammen mit den Plänen des Bauwerks die Grundlage der Einpressarbeiten auf der Baustelle. Die Arbeitsanweisung muss deshalb die Arbeitsabfolge auf der Baustelle vollständig regeln. Dies umfasst auch vorsorgliche Maßnahmen für Störfälle (Geräteausfall oder Verstopfer), Besonderheiten für das Einpressen im Winter oder Sommer oder temporäre Korrosionsschutzmaßnahmen für Spannstahl (Bild 66). Die Arbeitsanweisung Einpressen ist der anerkannten Überwachungsstelle vorzulegen. Bei Brückenbaustellen u. Ä., bei denen die ZTV-ING bauvertraglich vereinbart sind, ist die Arbeitsanweisung Einpressen rechtzeitig auch beim Auftraggeber vorzulegen. Weitere Erläuterungen zu dieser Thematik enthält [21].

3.3 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

3.3.1 Allgemeines

Grundsätzlich sind die Anforderungen an den Beton und die Betondeckung von den Umgebungsbedingungen (Expositionsklassen), denen das Bauteil während seiner Nutzung ausgesetzt ist, und der geplanten Nutzungszeit des Bauwerks abhängig. Bei Brücken und anderen Ingenieurbauwerken an Verkehrswegen sind diese Daten jedoch in aller Regel aufgrund von umfangreichen Erfahrungen des Bauherrn hinlänglich bekannt. Die von den Betonbaunormen vorgesehene projektspezifische Klassifizierung durch den Trag-

werksplaner kann daher in aller Regel entfallen. Die speziellen Anforderungen an den Beton für Verkehrsbauten an Straßen (dies sind Grenzwerte der Zusammensetzung, Mindestdruckfestigkeitsklasse und Mindestnachbehandlungsdauer) werden durch die ZTV-ING vorgegeben [20]. Den Anforderungen an Betondeckung, Begrenzung der Rissbreite und Dekompression bei Brücken liegen die Einwirkungen aus Karbonatisierung und Chlorid aus Tausalz im Zuge von Bundesfernstraßen zugrunde. Diese Anforderungen sind im DIN-Fachbericht 102 und [2] explizit vorgegeben.

3.3.2 Beton

Abweichend von den Expositionsclassen gemäß DIN Fachbericht 100 lassen die ZTV-ING für Kappenbeton einen w/z -Wert bis 0,5 zu, um höhere Festigkeiten als C25/30 möglichst zu vermeiden. Überfestigkeiten für Kappenbeton müssen vermieden werden, da die in den RiZ-ING angegebene Kappenbewehrung sonst nicht mehr zur Begrenzung der Rissbreiten ausreicht.

3.3.3 Betondeckung

Die Betondeckung hat im Wesentlichen drei Aufgaben zu erfüllen:

- Sicherstellung des Verbundes zwischen Beton und Stahl,
- Schutz der Stahleinlagen vor Korrosion,

- Schutz der Stahleinlagen gegen Brandeinwirkung.

Die erforderlichen Werte der Betondeckung für Betonstahl sind für alle üblichen Brückenbauteile in Tabelle 12 explizit angegeben. Darüber hinaus sind die Regeln für die Mindestbetondeckung von Spanngliedern oder Spannstahl mit sofortigem Verbund zu beachten (II-4.1.3.3), wobei ein zusätzliches Vorhaltemaß zu berücksichtigen ist. Die tatsächlich am Bauwerk vorhandene Betondeckung von Spanngliedern ist in jedem Fall größer als die Betondeckung des Betonstahls, weil sich die Spannglieder innerhalb der Oberflächenbewehrung befinden. Am Bauwerk müssen die geforderten Mindestmaße der Betondeckung eingehalten werden.

3.4 Ermittlung der Schnittgrößen

3.4.1 Allgemeines

Die möglichst realitätsnahe Ermittlung der Schnittgrößen bzw. Spannungszustände in den Tragwerken ist eine Grundvoraussetzung, um bei der Bemessung sowohl die Anforderungen an die Tragsicherheit als auch die Wirtschaftlichkeit möglichst optimal erfüllen zu können. Dies setzt eine entsprechende Modellbildung mit einer realitätsnahen Erfassung der Steifigkeiten und Randbedingungen voraus, um mit der Berechnung das wirkliche Tragverhalten möglichst zutreffend zu erfassen.

Im *Gebrauchszustand* (GZG) sind die Schnittgrößen nach DIN-Fachbericht 102 unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen am elastischen System zu ermitteln, wobei i. Allg. die Steifigkeiten für das ungerissene Tragwerk zugrunde gelegt werden. Im Gebrauchszustand sind zwar in ihrer Breite begrenzte Risse zulässig, die Zugspannungen im Stahl werden jedoch so begrenzt, dass plastische Dehnungen verhindert werden. Rissbildungen im Beton führen in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad zu einer Verminderung der Steifigkeiten was begrenzte Umlagerungen der Schnittgrößen und Vergrößerungen von Verformungen zur Folge haben kann, die im Einzelfall zu beachten sind. Daher sind nach DIN-Fachbericht 102, II-2.5.3.2.1 Rissbildungen im Beton, die einen deutlich ungünstigen Einfluss auf das Verhalten des Tragwerks haben, zu berücksichtigen. Sind die Auswirkungen günstig, dürfen sie unter Erfüllung der Verträglichkeitsbedingungen in Rechnung gestellt werden.

Im *Bruchzustand* (GZT) bestehen keine Anforderungen an die Begrenzung von Rissbreiten, und es dürfen plastische Dehnungen im Stahl sowie im Beton zugelassen werden. Die Schnittgrößenermittlung kann in Abhängigkeit von den besonderen Tragwerkseigenschaften im Grenzzustand

Tabelle 12. Betondeckung des Betonstahls (Tab. 4.101, [16])

Bauteil	min c [mm]	nom c [mm]
Überbau	40	45
Kappen u. dgl. bei Straßenbrücken		
– nicht betonberührte Flächen	40	50
– betonberührte Flächen	20	25
Kappen u. dgl. bei Eisenbahnbrücken		
– nicht betonberührte Flächen	30	35
– betonberührte Flächen	20	25
Unterbauten		
– nicht erdberührte Flächen	40	45
– erdberührte Flächen	50	55

Tabelle 7. Anfangsbettungsmodul nach DIN EN ISO 19902

φ' [°]	k_i [MN/m ³]
25	5,4
30	11
35	22
40	45

$$P_u = \min \left\{ \begin{array}{l} (C_1 \cdot z + C_2 \cdot D) \cdot \gamma' \cdot z \\ C_3 \cdot D \cdot \gamma' \cdot z \end{array} \right. \quad (26)$$

Die P-y-Kurven können tiefenabhängig nach Gl. (27) erstellt werden:

$$P = A_1 \cdot P_u \cdot \tanh \left(\frac{k_i \cdot z}{A_2 \cdot P_u} \cdot y \right) \quad (27)$$

mit

A_1, A_2 empirische Faktoren

$A_1 = A_2 = A_{\text{stat}} = (3,0 - 0,8 \cdot z/D) \geq 0,9$
für statische Belastung

$A_1 = A_2 = A_{\text{zyk}} = 0,9$ für zyklische Belastung

k_i Anfangsbettungsmodul,
ansatzweise nach Tabelle 7

Es ist zu beachten, dass es besonders bei Pfählen in Sand zu einer Kolkbildung (s. Abschn. 2.3.1) kommen kann, die den oberflächennahen Widerstand beeinträchtigt. Sind keine Kolk Schutzmaßnahmen vorgesehen, ist eine Mindestkolk tiefe anzusetzen, siehe hierzu z. B. [29, 40, 59]. Des Weiteren haben Untersuchungen gezeigt, dass der Ansatz von A_{zyk} vor allem bei vergleichsweise geringer Belastung aber hohen Lastwechselzahlen auf der unsicheren Seite liegt. In [55] wird daher ein reduziertes A_{zyk} -Profil im oberflächennahen Bereich vorgeschlagen:

A_1, A_2 empirische Faktoren in Gl. (27)

$A_1 = 0,343 \cdot z/D \leq 0,9$

$A_2 = 0,9$

8 Wände

8.1 Art und Zweck

Wandartige Bauwerke und Wände sind vertikale oder überwiegend vertikale Bauwerke, die vornehmlich auf Biegung infolge horizontaler Lasten beansprucht werden. Als Baustoff kommt bei marinen Gründungsstrukturen überwiegend Stahl zum Einsatz, Sonderausführungen können aus

Stahlbeton, Spannbeton und Holz sowie Kombinationen aus den Genannten bestehen. Üblicherweise werden Spundwände eingesetzt, weitere Wandbauweisen sind Trägerbohlwände, Bohrpfehlwände und Schlitzwände. Die Wahl der Wandart und des Baustoffs erfolgt u. a. aufgrund der Baugrundeigenschaften, der Grundwasserverhältnisse, der Herstellbedingungen, der Anforderungen an den Verbau, der Herstellzeit und der Kosten.

Wände können statisch zum Abtrag von Horizontallasten aus Erd- bzw. Wasserdruck über Biegung sowie zum Abtrag von Vertikallasten über Mantelreibung und Spitzendruck eingesetzt werden. Anwendung finden Wände als marine Gründungsstrukturen in Form von Hochwasserschutzwänden sowie zur Sicherung von Geländesprüngen bei Ufereinfassungen. Die Umfassung von Fangedämmen erfolgt ebenfalls durch Wände. Die konstruktive Wirkung von Wänden besteht in der Verhinderung von Boden- und/oder Wassereinbrüchen. Ein weiterer Einsatzzweck besteht in der Barrierewirkung als Abdichtung, Einkapselung oder in einer Abschirmwirkung gegen Schwingungen im Boden.

8.2 Herstellverfahren

Vorgefertigte Wandelemente werden in dafür vorgesehene flüssigkeitsgestützte bzw. ausreichend standsichere Schlitz e eingestellt oder direkt in den Baugrund gepresst, gerammt oder vibriert. Wände aus Ortbeton werden i. d. R. in flüssigkeitsgestützten Schlitz en hergestellt, ggf. erforderliche Bewehrung wird vor dem Betonieren in den Schlitz e eingestellt.

Das Herstellverfahren ist abhängig vom anstehenden Baugrund sowie der gewählten Wandart. Das Einstellen von Wänden ist von der Möglichkeit einer Schlitz- oder Bohrlochherstellung abhängig. Für Verfahren, mittels derer Wände oder Wandelemente direkt in den Boden eingebracht werden, sind erforderlichenfalls Einbringhilfen in Form von Auflockerungsbohrungen, Spülhilfen, Sprengungen oder Bodenaustausch erforderlich.

Zur Erzielung der geforderten Vertikalität der Wand sind entsprechende Führungen während der Herstellung anzubringen. Die exakte Positionierung der Elemente ist durch entsprechende Vermessung sicherzustellen, ggf. sind konstruktive Maßnahmen zur Qualitätssicherung vorzusehen.

8.3 Bemessung von Wänden

8.3.1 Allgemeines

Für die Bemessung wandartiger Bauwerke existieren unterschiedliche Berechnungsansätze. Es sind dies Verfahren auf Grundlage der klassischen Erd-druck-/Erdwiderstandstheorie, Verfahren der elas-

tischen Idealisierung des Baugrundes gemäß des Bettungsmo­d­ul­ver­fah­rens sowie Ansätze auf Grundlage des Traglastver­fah­rens.

Das Bemessungskonzept regelt DIN 1054 [42]. In Abschnitt 10 „Stütz­bau­werke und im Boden eingebettete Bauwerke“ wird das Format der erforderlichen Nachweise bereitgestellt. Die Festlegung von Einwirkungen, Widerständen, Rechenverfahren und Konstruktionen regeln die Fachnormen sowie die Empfehlungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnung und Überwachung in geotechnische Kategorien einzuteilen. Gemäß EAU 2004 [7].

8.3.2 Sicherheitskonzept, Grenzzustände und Lastfälle

Geotechnische Bauwerke sind gemäß DIN 1054 [42] und ergänzend DIN 4020 [46] hinsichtlich der Anforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnung und Überwachung in geotechnische Kategorien einzuteilen. Gemäß EAU 2004 sind Ufereinfassungen

grundsätzlich in Kategorie 2, bei schwierigen Baugrundverhältnissen in Kategorie 3 einzuordnen. Ein Fachplaner für Geotechnik ist stets mit einzubeziehen.

Hinsichtlich der Grenzzustände werden Grenzzustände der Tragfähigkeit nach dem Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (GZ 1A), dem Grenzzustand des Versagens von Bauwerk und Bauwerksteilen (GZ 1B) und dem Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) sowie der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) unterschieden. Für Wände sind i. d. R. die Grenzzustände GZ 1B und GZ 1C sowie anforderungsspezifisch GZ 2 maßgebend.

Die Bemessungssituation ergibt sich aus dem Lastfall. Dieser resultiert aus den Einwirkungskombinationen in Verbindung mit den Sicherheitsklassen. Die Einordnung ist nach DIN 1054, Abschnitt 6.3 vorzunehmen.

In Abhängigkeit von Lastfall und maßgebendem Grenzzustand ergeben sich die Teilsicherheitsbei-

Tabelle 8. Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen gemäß EAU 2004

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit				
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, \text{stb}}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, \text{dst}}$	1,00	1,00	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q, \text{dst}}$	1,50	1,30	1,00
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauwerksteilen				
Ständige Einwirkungen allgemein ¹	γ_G	1,35	1,20	1,00
Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen ²	$\gamma_{G, \text{red}}$	1,20	1,10	1,00
Ständige Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{E0g}	1,20	1,10	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen				

¹ einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck

² wenn Voraussetzungen gemäß EAU 2004 E 8.2. 0.3 erfüllt

werte für die Einwirkungen, Beanspruchungen und Widerstände gemäß EAU 2004 wie in den Tabellen 8 und 9 dargestellt.

Eine Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte für den Wasserdruck sowie des Erdwiderstandes bei der Bestimmung des Biegemomentes nach EAU ist dann möglich, wenn größere Verformungen von der Uferwand schadlos aufgenommen werden können.

Die anzusetzenden Wasserstände bei Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte für den Wasserdruck

sind in ihrer Höhe und zeitlichen Abhängigkeit fundiert zu belegen, in ihrer Bandbreite auf der sicheren Seite liegend abzuschätzen sowie durch geometrische Randbedingungen zu begrenzen.

Die Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für den Erdwiderstand ist nur zulässig, wenn der im Erdwiderstandsbereich anstehende Boden mindestens mittlere Festigkeit bzw. steife Konsistenz aufweist. Sind diese Voraussetzungen erst ab einer Kote unterhalb der Berechnungssohle erfüllt ist eine Reduktion nur ab dieser Tiefe zulässig.

Tabelle 9. Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gemäß EAU 2004

Widerstand	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1B: Grenzzustände des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Bodenwiderstände				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Erdwiderstand bei der Ermittlung des Biegemomentes ¹	$\gamma_{Ep,red}$	1,20	1,15	1,10
Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände				
Pfahldruckwiderstand bei Probelastung	γ_{Pc}	1,20	1,20	1,20
Pfahlzugwiderstand bei Probelastung	γ_{Pt}	1,30	1,30	1,30
Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund von Erfahrungswerten	γ_P	1,40	1,40	1,40
Verpressankerwiderstände				
Widerstand des Stahlzuggliedes	γ_M	1,15	1,15	1,15
Herausziehwiderstand des Verpresskörpers	γ_A	1,10	1,10	1,10
Widerstände flexibler Bewehrungselemente				
Materialwiderstand der Bewehrung	γ_B	1,40	1,30	1,20
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens	γ_j, γ_{ju}	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
Herausziehwiderstände				
Boden- bzw. Felsnägel, Ankerzugpfähle	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	γ_A	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20

¹ wenn Voraussetzungen gemäß EAU 2004 E 8.2. 0.2 erfüllt

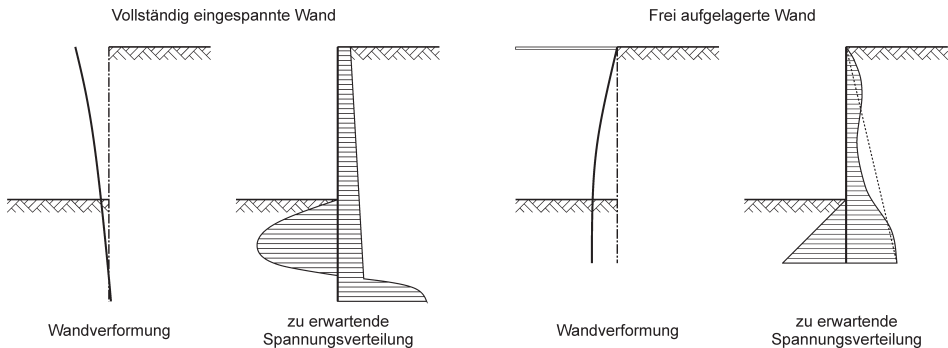


Bild 24. Wandbewegung und Spannungsverteilung im Boden in Abhängigkeit der Lagerung [124]

8.3.3 Einwirkungen und Widerstände

Wandkonstruktionen sind primär durch Erd- und Wasserdruck belastet. Die Ermittlung dieser Größen ist in den EAU 2004, den EAB [9] sowie der weiterführenden Literatur [124] behandelt. Die Norm zur Ermittlung des Erddrucks ist DIN 4085 [48].

Der Erddruck ist stark vom Verformungsverhalten der Wand abhängig. Die Abhängigkeiten sind in Bild 24 dargestellt. Die Berücksichtigung des Verformungsverhaltens der Wand und die daraus resultierende Umlagerung der Erddrücke finden sich in der EAU 2004, E77.

Für die Ermittlung des Erdwiderstandes finden sich ebenfalls Anhaltswerte in den genannten Quellen. Die Bauteilwiderstände der konstruktiven Wandbauteile sind den jeweiligen Bauartnormen zu entnehmen.

8.3.4 Statische Systeme

Grundlage der statischen Berechnung ist die möglichst realitätsnahe Systemidealisierung. Das Verformungsverhalten der Wand ist durch die Belastungssituation, die Lagerungsbedingungen am Wandfuß sowie die Art und Anordnung eventueller Aussteifungen oder Rückverankerungen bestimmt.

Hinsichtlich der Lagerungsbedingungen im theoretischen Wandfußpunkt werden frei aufgelagerte, teilweise eingespannte sowie vollständig eingespannte Wände unterschieden, bezüglich der Stützung können die Wände in ungestützte, einfach oder mehrfach gestützte Wände unterteilt werden. Beispielhafte Systeme sowie deren Lastbilder, Lagerungsbedingungen, Schnittgrößen und Verformungen sind in Bild 25 dargestellt.

Die Lagerungsbedingungen werden über definierte Kraft- bzw. Verformungsrandbedingungen am Wandfuß realisiert. Die freie Auflagerung ist die minimal mögliche Einbindelänge, bei der ein Versagen der Spundwand durch horizontales Verschieben des Wandfußes verhindert ist. Bei freier Auflagerung ist eine Aussteifung bzw. Rückverankerung der Wand zwingend erforderlich. Eine volle Einspannung des Wandfußes liegt vor, wenn die Wand eine vertikale Tangente im theoretischen Fußpunkt aufweist. Eine weitere Verlängerung der Wand ist für das horizontale Tragverhalten unerheblich, da keine Wandverformung unterhalb des theoretischen Fußpunktes auftritt und damit rechnerisch zu beiden Seiten der Wand der Erdruchdruck anzusetzen ist. Eine Rückverankerung oder Aussteifung ist für vollständig eingespannte Wände aus statischer Sicht nicht zwingend erforderlich. Wird eine Einbindelänge gewählt, die zwischen der freien Auflagerung und der vollen Einspannung liegt, liegt eine teilweise Einspannung im Boden vor. Für diesen Fall sind sowohl die Fußverdrehung als auch die horizontale Auflagerkraft im Fußauflager von null verschieden. Eine Aussteifung oder Rückverankerung ist nicht erforderlich, jedoch zur Begrenzung der Verformungen sinnvoll.

Nach Festlegung der Lagerungsbedingung am Wandfuß kann die rechnerisch erforderliche Einbindelänge der Wand auf Grundlage des statischen Gleichgewichts bestimmt werden. Für einfache Fälle kann dies mithilfe von Nomogrammen erfolgen.

Die Spannungsverteilung bei einer Einspannung im Boden wird nach Blum [14] erfasst. Der Bereich unterhalb der Baugrubensohle wird dabei durch eine dreiecksförmige Erdwiderstandsfigur und eine im theoretischen Wandfußpunkt angreifende Ersatzkraft C idealisiert (Bild 26). Die

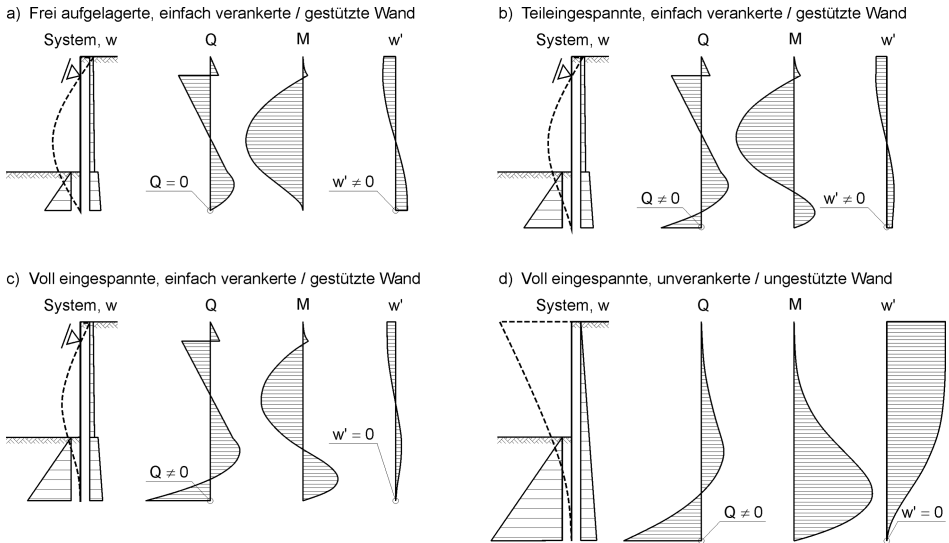


Bild 25. Darstellung verschiedener Wandsysteme sowie deren Lastbilder, Lagerungsbedingungen, Verformungsfiguren, Schnittgrößen und Verdrehungen

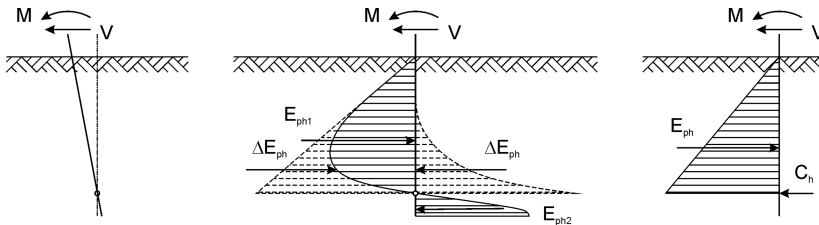


Bild 26. Systemidealisierung nach Blum [124]

flächenhafte Verteilung des Erdwiderstandes unterhalb des theoretischen Wandfußpunktes wird durch einen Zuschlag zur so ermittelten Einbindetiefe berücksichtigt.

Die Nomogramme nach *Blum* zur Ermittlung der Einbindetiefe sind in Bild 27 für unverankerte, vollständig im Boden eingespannte Wände, in Bild 28 für frei aufgelagerte, einfach rückverankerte Wände und in Bild 29 für einfach rückverankerte, vollständig im Boden eingespannte Wände dargestellt. Teileinspannung können gemäß [7] berechnet werden.

Ist der Einspanngrad größer als 0, so ist die rechnerisch ermittelte Einbindelänge der Wand um den sog. Rammtiefenzuschlag zu erhöhen. Dieser

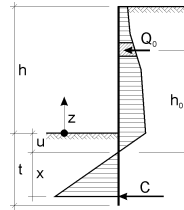
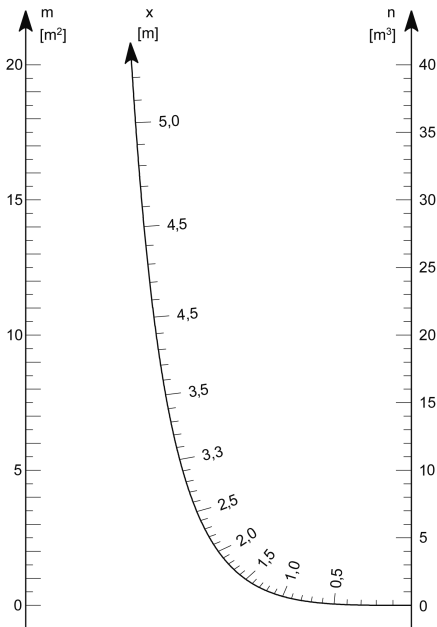
ergibt sich gemäß EAU 2004, E56 bei vollständig eingespannten Wänden vereinfacht gemäß Gl. (28).

$$\Delta t = \frac{t_1 - 0}{5} \quad (28)$$

oder in Weiterentwicklung des Ansatzes nach *Lackner* [89] zu

$$\Delta t \geq \frac{C_{h,d} \cdot \gamma_{Ep}}{e_{phC,k}} \text{ unter Einhaltung von}$$

$$\Delta t \geq \Delta t_{\min} = \frac{\frac{\tau_1 - 0}{100} \cdot t_1 - 0}{10} \quad (29)$$



$$c = \gamma' \cdot \left(\frac{1}{\gamma_{EP}} \cdot K_{ph} - \gamma_G \cdot K_{ah} \right)$$

$$u = \frac{e_{ah,d}(z=0)}{c}$$

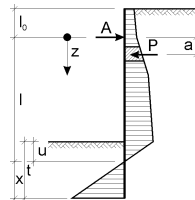
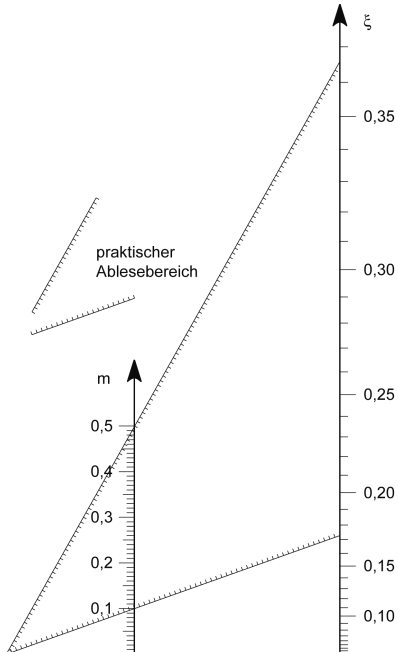
$$m = \frac{6}{c} \cdot \sum_{-u}^h Q_0$$

$$n = \frac{6}{c} \cdot \sum_{-u}^h Q_0 h_0 = \frac{6}{c} \sum_{-u}^h M_0$$

$$\text{Es muss gelten: } x^3 - mx - n = 0$$

$$\max M = M_0 + 0,385 \cdot Q_0 \cdot \sqrt{m}$$

Bild 27. Nomogramm zur Bestimmung der Einbindetiefe einer unverankerten, vollständig im Boden eingespannten Wand [14]



$$K_r = \frac{1}{\gamma_{EP}} \cdot K_{ph} - \gamma_G \cdot K_{ah}$$

$$m = \frac{6}{\gamma' \cdot K_r \cdot l^3} \cdot \sum_{-l_0}^{+1} P \cdot a$$

$$\text{Es muss gelten: } 2\xi^3 + 3\xi^2 + m = 0$$

$$t = u + x$$

$$A = \sum_{-l_0}^{+1} P - \frac{K_r \cdot x^2}{2} \cdot \gamma$$

Bild 28. Nomogramm zur Bestimmung der Einbindetiefe einer verankerten, im Boden frei aufgelagerten Wand [14]

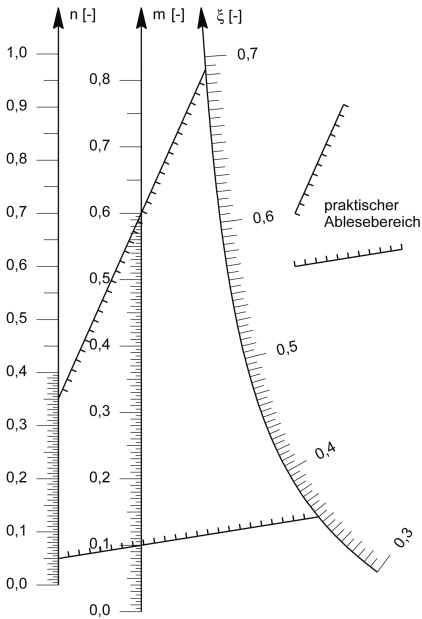


Bild 29. Nomogramm zur Bestimmung der Einbindetiefe einer verankerten, vollständig im Boden eingespannten Wand [14]

8.3.5 Erforderliche Nachweise

Für alle Nachweise im Grenzzustand GZ 1 ist gemäß DIN 1054 die Grenzzustandsgleichung

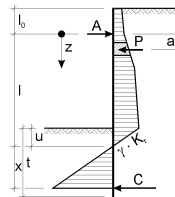
$$E_d \leq R_d \quad (30)$$

zu erfüllen. Dabei bezeichnet E die aus den auf die Wand einwirkenden Kraft- oder Verformungsgrößen (Einwirkungen) resultierenden Beanspruchungen und R die Schnittgröße bzw. Spannung im oder am Tragwerk oder im Baugrund infolge der Festigkeit bzw. der Steifigkeit der Baustoffe oder des Baugrundes (Widerstände). Der Index d gibt an, dass es sich dabei um die Bemessungswerte handelt.

GZ 1A ist für Wände nicht maßgebend.

Für den Grenzzustand GZ 1B sind im Einzelnen folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers bei gleichzeitiger Einhaltung der Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$.
- Nachweis gegen Aufbruch des Verankerungsbodens vor Ankerplatten bzw. Ankervänden.
- Nachweis gegen Versagen der Lastübertragung durch Zugpfähle bzw. Ankerverpresskörper.



$$K_r = \frac{1}{\gamma_{EP}} \cdot K_{ph} - \gamma_G \cdot K_{ah}$$

$$m = \frac{6}{\gamma' \cdot K_r \cdot l^3} \cdot \sum_{-l_0}^{+1} P \cdot a$$

$$n = \frac{6}{\gamma' \cdot K_r \cdot l^5} \cdot \sum_{-l_0}^{+1} P \cdot a^3$$

Es muss gelten:

$$0,8\xi^5 + 2,5\xi^4 + 2\xi^3 - m\xi^2 - 2m\xi - m + n = 0$$

$$t = u + x$$

$$A = \sum_{-l_0}^{+1} P - \frac{1}{1+x} \sum_{-l_0}^{+1} P \cdot a - \frac{\gamma \cdot K_r \cdot x^3}{6(1+x)}$$

- Nachweis gegen Versinken von Bauteilen.
- Nachweis gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge.
- Nachweis gegen Versagen des Materials.

Die Gesamtstandsicherheit von Geländesprüngen im Sinne eines Böschungs- oder Geländebruchs ist in DIN 1054 in Kombination mit DIN 4084 [47] geregelt. Der Nachweis ist erfüllt, wenn die Grenzzustandsgleichung (30) für die infrage kommenden Bruchmechanismen und ggf. maßgebenden Bauzustände im Grenzzustand GZ 1C erfüllt ist.

Darüber hinaus ist der Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Für Wände kann dies beispielsweise mittels des Bettungsmodulverfahrens [124] oder der Finite-Elemente Methode [70] erfolgen.

8.4 Hochwasserschutzwände

8.4.1 Allgemeines

Hochwasserschutzwände stellen den Schutz gewässernaher Gebiete vor Überflutung sicher. Der Einsatz von Hochwasserschutzwänden erfolgt vornehmlich in Bereichen, in denen ein Schutz durch Deiche nicht möglich ist. Die Richtlinien

zur Festlegung der für die Bemessung maßgeblichen Wasserstände sowie der Ansatz von Wasserüberdrücken und Wichten des Bodens sind in EAU 2004 enthalten.

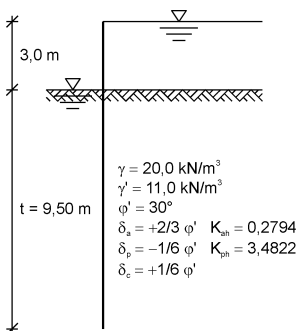
Die Einbindetiefe von Hochwasserschutzwänden ergibt sich zum einen aus dem Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers sowie dem Nachweis gegen Geländebruch. Darüber hinaus können auch konstruktive Gesichtspunkte wie die Sicherstellung der Dichtigkeit oder die Herstellung eines ausreichenden Sickerweges maßgebend werden.

8.4.2 Bemessung

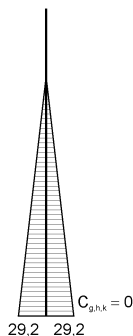
Hochwasserschutzwände werden üblicherweise als eingespannte Wand ausgeführt. Für Hochwasserschutzwände großer Höhe besteht die Möglichkeit einer landseitigen Absteifung. Für diesen Fall ist jedoch sicherzustellen, dass die nach oben gerichteten Vertikalkräfte aus der Absteifung aufgenommen werden können.

Hochwasserschutzwände sind im Wesentlichen durch Wasserdruck belastet. Zusätzlich wirken dazu auf der Gewässerseite der Wand der aktive Erddruck und auf der Landseite der Erdwiderstand. Im Hinblick auf den Nachweis der Gleichgewichtsbedingung $V_k \geq B_{v,k}$ ist der zugrunde gelegte negative Neigungswinkel δ_p sowie der Neigungswinkel der Ersatzkraft δ_c ggf. in den zulässigen Grenzen zu erhöhen [69].

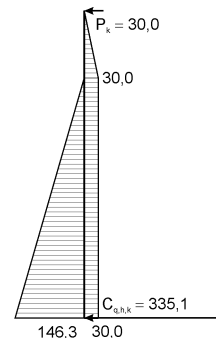
Neben den Beanspruchungen aus Erd- und Wasserdruck sowie eventuellen veränderlichen Lasten ist zusätzlich ein Treibgutstoß im Hochwasserfall mit mindestens 30 kN zu berücksichtigen.



System



charakteristische ständige
Einwirkungen in kN/m bzw. kN/m²



charakteristische veränderliche
Einwirkungen in kN/m bzw. kN/m²

8.4.3 Beispiel

Das beispielhaft zu bemessende System sowie die charakteristischen Werte der Einwirkungen sind in Bild 30 dargestellt.

Die Einbindelänge wurde für eine vollständig eingespannte Wand ermittelt.

Die erforderlichen Nachweise ergeben sich wie folgt:

- Nachweis des Erdwiderlagers:

$$\frac{1}{2} \cdot 9,50 \cdot (29,2 \cdot 1,35 + 146,3 \cdot 1,5) \\ \leq \frac{\frac{1}{2} \cdot 11 \cdot 3,4822 \cdot 9,5^2}{1,4}$$

$$B_{h,d} = 1230 \text{ kN/m} \leq 1230 \text{ kN/m} = E_{ph,d}$$

- Nachweis des möglichen Gleichgewichtes in vertikaler Richtung

$$\frac{1}{2} \cdot 29,2 \cdot 9,5 \cdot \tan 20^\circ + \frac{1}{2} \cdot 335,1 \cdot \tan 5^\circ \\ \geq \left[\frac{1}{2} \cdot (29,2 + 146,3) \cdot 9,5 - \frac{1}{2} \cdot 335,1 \right] \cdot \tan 5^\circ \\ V_k = 65,1 \text{ kN/m} \geq 58,3 \text{ kN/m} = B_{v,k}^*$$

Darüber hinaus sind die Nachweise gegen Versinken von Bauteilen sowie der Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu führen.

8.4.4 Bauliche Maßnahmen

Konstruktive Maßnahmen, die im Umfeld einer Hochwasserschutzwand vorzusehen sind, sind u. a. die Kolkssicherung gegen überschlagendes Wasser auf der Landseite, das Vorsehen einer Verteidigungsstraße, der Einbau eines Entspannungs-

Bild 30. System und Belastung einer beispielhaften Hochwasserschutzwand

filters und die konstruktive Sicherstellung der Dichtigkeit insbesondere elementbasierter Konstruktionen durch entsprechende Schlossdichtungen.

8.5 Ufereinfassungen

8.5.1 Allgemeines

Ufereinfassungen dienen der Sicherung des Geländesprungs zwischen Geländeoberkante und Gewässersohle. Die Richtlinien zur Berechnung und Bemessung von Ufereinfassungen sind in EAU 2004 enthalten. Die charakteristischen Einwirkungen und Widerstände werden im GZ 1B gemäß DIN 1054 angesetzt.

8.5.2 Bemessung

Gemäß EAU 2004 sind die Nachweise gegen Bruch des Bodens im Erdwiderstandsbereich infolge Horizontalbeanspruchung des Bodenauflegers, axiales Versinken der Wand im Baugrund infolge Vertikalbelastung sowie der Nachweis gegen Geländebruch zu führen. Bei rückverankerten Konstruktionen sind zusätzlich der Nachweis gegen den Aufbruch des Verankerungsbodens, der Nachweis der Lastübertragung der Ankerkraft vom Ankerverpresskörper auf den Baugrund sowie der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge zu führen.

Ufereinfassungen sind im Wesentlichen durch Erddruck, Wasserüberdruck und vertikale Lasten belastet. Die Bemessung erfolgt auf der Grundlage der EAU 2004, Beispiele zur Anwendung der Richtlinien finden sich in [118].

8.5.3 Beispiel

Das beispielhaft zu bemessende System sowie die charakteristischen Werte der Einwirkungen sind in Bild 31 dargestellt. Die Einbindelänge wurde für eine zu 50 % eingespannte Wand ermittelt.

Die erforderlichen Nachweise ergeben sich wie folgt:

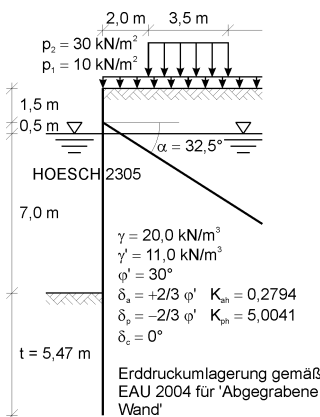
- Nachweis des Erdwiderlagers:

$$\frac{1}{2} \cdot 5,47 \cdot (150,38 \cdot 1,35 + 8,16 \cdot 1,5) \\ \leq \frac{\frac{1}{2} \cdot 11 \cdot 5,0041 \cdot 5,47^2}{1,4}$$

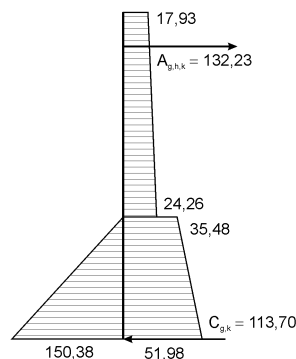
$$B_{h,d} = 588 \text{ kN/m}^2 \leq 588 \text{ kN/m}^2 = E_{ph,d}$$

- Nachweis des möglichen Gleichgewichtes in vertikaler Richtung

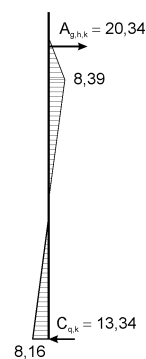
$$\left(\frac{(17,93 + 24,26)}{2} \cdot 9 + \frac{(35,48 + 52,31)}{2} \cdot 5,47 + 8,39 \cdot \frac{8,15 - 1,15}{2} \right) \cdot \tan 20^\circ \\ + (132,23 + 20,34) \cdot \tan 32,5^\circ \\ \geq \left[\left(\frac{1}{2} \cdot 150,38 + \frac{1}{2} \cdot 8,16 \right) \cdot 5,47 - \frac{1}{2} \cdot (113,70 + 13,34) \right] \cdot \tan 20^\circ \\ V_k = 264 \text{ kN/m}^2 \geq 135 \text{ kN/m}^2 = B_{v,k}^*$$



System und Belastung



charakteristische ständige Einwirkungen in kN/m bzw. kN/m²



charakteristische veränderliche Einwirkungen in kN/m bzw. kN/m²

Bild 31. System und Belastung einer beispielhaften Ufereinfassung

- Nachweis gegen Versinken von Bauteilen
Für den Nachweis gegen Versinken von Bauteilen wird ein Pfahlspitzenwiderstand $q_{b1,k}$ von $5,0 \text{ MN/m}^2$ auf die sechsfache Nettoquerschnittsfläche angesetzt.

$$\begin{aligned}
 & 1,35 \cdot \left[\left(\frac{17,93 + 24,26}{2} \cdot 9 + \frac{35,48 + 52,31}{2} \cdot 5,47 \right) \right. \\
 & \cdot \tan 20^\circ + 132,23 \cdot \tan 32,5^\circ + 20,21 \left. \right] + 1,5 \\
 & \cdot \left[8,39 \cdot \frac{8,15 - 1,15}{2} \cdot \tan 20^\circ + 20,34 \cdot \tan 32,5^\circ \right] \\
 & \leq \frac{1}{1,4} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 5,47 \cdot (150,38 + 8,16) \right. \\
 & \cdot \tan 20^\circ + 6 \cdot 0,01813 \cdot 5000 \left. \right]
 \end{aligned}$$

$$V_d = 388 \text{ kN/m} \leq 501 \text{ kN/m} = R_d$$

- Nachweis der inneren Standsicherheit
Es ergeben sich folgende Bemessungswerte der Schnittgrößen:
Bemessungswert der Normalkraft
 $N_{\max,d} = -274 \text{ kN}$
Bemessungswert des Biegemomentes
 $M_{y,\max,d} = 383 \text{ kNm}$
Für den Nachweis wird vereinfachend angenommen, dass die Maximalwerte für Normalkraft und Biegemoment im selben Schnitt auftreten

$$\frac{383 \cdot 100}{2320} + \left| \frac{-274}{181,3} \right| \leq \frac{24}{1,1}$$

$$\sigma_d = 18,0 \text{ kN/m}^2 \leq 21,8 \text{ kN/m}^2 = f_{y,d}$$

Darüber hinaus sind der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge, der Nachweis der Gesamtstandsicherheit und die Nachweise der Rückverankerung zu führen.

8.6 Fangedämme

8.6.1 Allgemeines

Fangedämme stellen mittels Wänden umfangene Schwergewichtskonstruktionen dar, die im marinen Bereich als Uferbauwerke, Wellenbrecher oder Molen eingesetzt werden. Fangedämme lassen sich hinsichtlich ihrer Tragwirkung in Zellenfangedämme und Kastenfangedämme unterteilen. Als Zellenkonstruktionen kommen Kreiszellen, Flachzellen, spezielle Festpunktzellen sowie Monozellen zur Anwendung. Mögliche Grundrisse unterschiedlicher Fangedammkonstruktionen sind in Bild 32 dargestellt.

Bei Fangedämmen als Ufer- oder Molenbauwerk ist es vorteilhaft, eine Entwässerung des Fangedamms sowie der Bauwerkshinterfüllung zu ermöglichen. Um größere Havarieschäden zu ver-

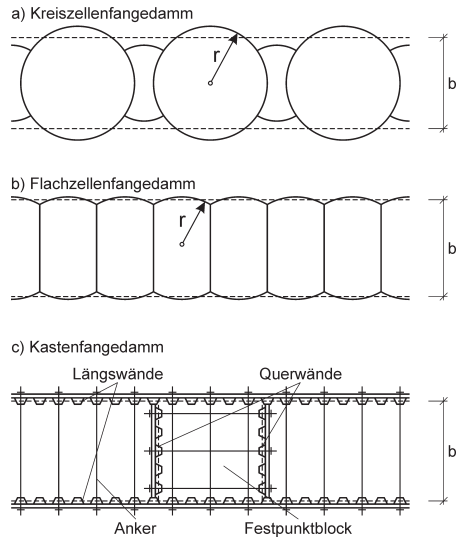


Bild 32. Schematische Grundrisse von Fangedämmen nach [7]

meiden sind konstruktive Elemente robust zu entwerfen sowie lastverteilende Bauteile und ggf. Fender mit großem Arbeitsvermögen vorzusehen.

8.6.1.1 Zellenfangedämme

Zellenfangedämme sind allein durch eine geeignete Füllung standsicher, eine Einbindung in den Boden sowie eine eventuelle Gurtung bzw. Verankerung ist nicht erforderlich. Sie erfordern daher eine hohe Ringzugfestigkeit der Konstruktionselemente. Bei Stahlprofilen ist insbesondere die Schlosszugfestigkeit entscheidend. Bei Kreiszellenfangedämmen kann jede Zelle einzeln gestellt und verfüllt werden. Flachzellen kommen zum Einsatz, wenn die Ringzugkräfte bei Kreiszellen zu groß werden. Diese sind stufenweise zu verfüllen. Zudem sind die Endpunkte eines Flachzellenfangedamms als standsicher auszubilden, bei langen Bauwerken empfehlen sich zudem standfeste Zwischenzellen. Hinweise zur Berechnung finden sich in [25, 81].

Als besondere Anwendung bei Molenköpfen oder Gründungen im Wasser werden Monozellen eingesetzt.

8.6.1.2 Kastenfangedämme

Kastenfangedämme bestehen aus zwei parallel angeordneten, gegeneinander verankerten, bei schmalen Trennmolen auch gegeneinander ausgesteiften Wänden. Bei Kastenfangedämmen ist mindestens eine Ankerlage bei Einbindung in

den tragfähigen Baugrund und zwei Ankerlagen bei Gründungen auf Fels erforderlich. Für die Bauausführung und die Begrenzung von Havarie-schäden ist die Anordnung von Querwänden bzw. Festpunktblöcken sinnvoll. Kastenfangedämme sind analog zu Flachzellenfangedämmen stufenweise zu verfüllen.

8.6.2 Berechnung

Die Berechnung von Fangedämmen ist in EAU 2004 in E100 für Zellenfangedämme und in E101 für Kastenfangedämme geregelt.

8.6.2.1 Zellenfangedämme

Der Nachweis gegen Versagen von Zellenfangedämmen im GZ 1B erfolgt, wie in Bild 33 dargestellt, durch den Nachweis der Gleitsicherheit gemäß DIN 1054 auf einer Gleitfuge durch den Fangedamm oder den darunter liegenden Boden. Aufgrund der geringen Formänderungen von Zellenfangedämmen ist der Erdwiderstand nur in abgeminderter Größe anzusetzen, in der Regel mit $K_p = 1,0$, bei tiefer Einbindung in das Lockergestein mit K_p für $\delta_p = 0$.

Der Nachweis gegen Versagen des Fangedamms ist erfüllt, wenn der um den Pol der ungünstigsten Gleitlinie drehende Bemessungswert der Momentenbeanspruchung infolge der Einwirkungen kleiner ist als das Bemessungsmoment des Widerstandes um den gleichen Pol, siehe Gl. (31).

$$M_{Ed} = M_{kG} \cdot \gamma_G + M_{wü} \cdot \gamma_G + M_{kQ} \cdot \gamma_Q \cdot \frac{M_{kG}^R}{\gamma_{Gl}} \quad (31)$$

Die ungünstigste Gleitlinie ist diejenige logarithmische Spirale, die durch die Fußpunkte bzw. Querkraftnullpunkte der Wände geht und den kleinsten Bemessungswert des Widerstandes ergibt. Die Krümmung der Gleitlinie kann dabei wie in Bild 33 angedeutet nach unten oder nach oben verlaufen. Die rechnerische Breite b' ergibt sich durch Umrechnung der tatsächlichen Grundrissfläche auf ein flächengleiches Rechteck.

Der erforderliche Widerstand gegen das Versagen durch Gleiten kann erhöht werden durch Verbreitern des Fangedamms, Wahl eines Füllmaterials mit größerer Wichte γ und größerem Reibungswinkel φ , eine Zellentwässerung oder die Erhöhung der Einbindetiefe des Fangedamms. Für Fangedämme, die nicht auf Fels stehen, ist zusätzlich der Nachweis gegen Versagen des Fangedamms im GZ 1B infolge Grundbruch gemäß DIN 4017 [45] auf Grundlage der DIN 1054 sowie im GZ 1C infolge Geländebruchs gemäß DIN 4084 zu führen. Bei Auftreten einer Wasserströmung ist der Strömungsdruck bei den genannten Nach-

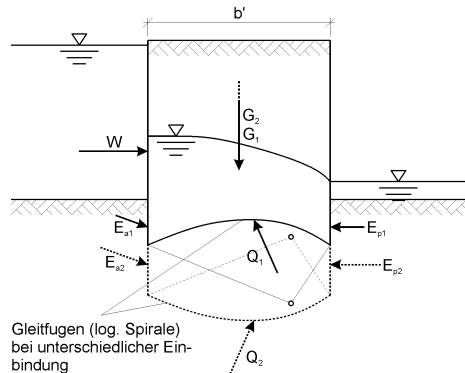


Bild 33. Einwirkungen und mögliche Gleitfugen für den Nachweis der Gleitsicherheit eines Fangedamms nach [7]

weisen zu berücksichtigen. Zusätzlich ist der Nachweis gegen Versagen infolge eines hydraulischen Grundbruchs sowie infolge eines Erosionsgrundbruchs zu führen. Ggf. sind Abdichtungen vorzusehen, um diese Mechanismen zu unterbinden.

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit bei Zellenfangedämmen erfolgt über den Nachweis gegen Versagen des Profils infolge der Ringzugkraft in der Hauptzellenwand, der Zwickelwand sowie der gemeinsamen Wand.

8.6.2.2 Kastenfangedämme

Der Nachweis gegen Gleitversagen von Kastenfangedämmen im GZ 1B erfolgt prinzipiell analog zu Zellenfangedämmen. Als rechnerische Breite b' des Fangedamms wird der Achsabstand der beiden Spundwandachsen angesetzt. Der Erdwiderstand E_p vor der luftseitigen Spundwand darf wegen der erhöhten Verformbarkeit der Konstruktion unter einem Neigungswinkel $\delta_p > 0$ angesetzt werden. Die maßgebenden Gleitlinien verlaufen bei der luftseitigen Wand bei freier Auflagerung durch den Fußpunkt und bei einer Einspannung der Wand im Boden durch den Querkraftnullpunkt. Bei der lastseitigen Wand verlaufen die Gleitlinien auf der gleichen Höhe oder bei geringerer Einbindung durch den Fußpunkt der Wand.

Zusätzlich zu den möglichen Maßnahmen bei Zellenfangedämmen sind bei Kastenfangedämmen eine Erhöhung der Standsicherheit durch eine Verdichtung des Füllmaterials, eine Erhöhung der Einbindelänge sowie der Einbau zusätzlicher Ankerlagen möglich.

Die Berechnung der Wände erfolgt analog zu Ufereinfassungen. Für den Fall einer einseitigen Belastung des Fangedamms trägt dieser die

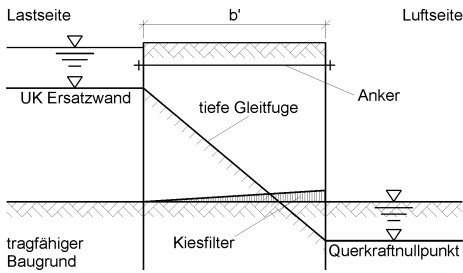


Bild 34. Nachweis der Standsicherheit der Verankerung in der tiefen Gleitfuge gemäß EAU 2004, E10, Abschn. 8.4.9

Momentenbeanspruchung als monolithischer Bodenblock in den tragfähigen Baugrund ab. Dadurch sind die vertikalen Spannungen über die Breite des Fangedamms veränderlich und weisen an der lastabgewandten Wand ihren Höchstwert auf. Dies kann gemäß EAU 2004 durch eine Erhöhung des mit $\delta_a = \frac{2}{3} \varphi'_k$ berechneten aktiven Erddrucks um 25 % ausreichend genau berücksichtigt werden. Für die statische Berechnung sind auch eventuelle Bauzustände zu betrachten.

Zusätzlich sind nach EAU 2004 die Sicherheit gegen Versagen des Kastenfangedamms im GZ 1B auf der tiefen Gleitfuge gemäß Bild 34 sowie die in Abschnitt 8.6. 2.1 genannten Nachweise zu führen.

Einen alternativen Ansatz zur Berechnung der inneren Standsicherheit von Fangedämmen liefert Walz [72].

8.6.3 Bauliche Maßnahmen

Fangedämme dürfen nur auf tragfähigem Baugrund errichtet werden. Die Ausbildung von Zwangsgleitflächen, verursacht durch weiche Bodenschichten im Sohlbereich, sind zu vermeiden. Als Füllmaterial ist ein Boden mit großer Wichte und großem Winkel der inneren Reibung zu verwenden. Der Einbau feinkörniger Böden nach DIN 18 196 [44] ist untersagt. Die Durchlässigkeit des Materials sowie der Entwässerungsöffnungen in der luftseitigen Wand ist sicherzustellen.

Die Wandungen, eventuelle Ankeranschlüsse und Überbauten sind so auszuführen, dass die Gefahr lokaler Beschädigungen durch lastverteilende Bauteile reduziert und die globale Standsicherheit der Fangedammkonstruktion sichergestellt wird.

Bei Kastenfangedämmen ist insbesondere die untere Verankerung sorgfältig zu entwerfen, die Anschlüsse sind möglichst einfach aber wirksam auszuführen. Die Sohlfläche ist ggf. vor dem Verfüllen zu reinigen, um Zwangsgleitflächen und erhöhte Beanspruchungen der unteren Ankerlage zu vermeiden.

9 Kajen

9.1 Einleitung

Die Abmessungen der Seeschiffe, insbesondere die der Containerschiffe, wachsen kontinuierlich (Bild 35). Die Schiffsgrößen führen zu entsprechend großen Kajenabmessungen und damit einhergehenden erhöhten Beanspruchungen aus

Generation (Jahr)	TEU	Länge [m]	Breite [m]	Tiefgang [m]
1. (1972)	bis 1.500	225	24,5	9,00
2. (1980)	bis 3.000	275	27,5	10,00
3. (1987)	bis 4.500	300	32,2	11,50
4. (1997)	bis 6.600	320	40,0	14,30
5. (1999)	ca. 8.300	347	42,6	14,50
6. (2007)	ca. 12.500	398	56,4	16,00

Bild 35. Entwicklung von Länge, Breite und Tiefgang von Containerschiffen



Bergmeister, K. / Fingerloos, F. / Wörner, J.-D. (Hrsg.)

Beton-Kalender 2010

Schwerpunkte: Brücken, Betonbau im Wasser

Unter dem Schwerpunktthema Brücken behandelt der Beton-Kalender den Entwurf und die Bemessung von Massivbrücken nach den neuen DIN-Fachberichten vom März 2009. Zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von neuen und bestehenden Brückenbauwerken durch die Straßen- und Eisenbahnverwaltungen ist heute das Monitoring ein wichtiges Instrument. Bei der Planung von Gründungsbauwerken im Wasser sind besondere Anforderungen an den Baustoff und an die Konstruktion zu berücksichtigen. Für die wichtigsten Marinen Bauwerke wird die Bemessung ausführlich dargestellt. Der Konstruktionstyp Weiße Wanne für den Hochbau wird grundsätzlich behandelt. Zu beiden

Schwerpunktthemen werden die einschlägigen Normen und Richtlinien vollständig abgedruckt.
(XXXV, 1284 Seiten, 758 Abb., 217 Tab.. Gebunden. Erschienen)

Fax-Antwort an +49(0)30 47031 240 - Ernst & Sohn Berlin

Anzahl	Bestell-Nr.	Titel	Einzelpreis
	978-3-433-02931-2	Beton-Kalender 2010	<input type="checkbox"/> € 165,- / sFr 261,- (Einmalbezugspreis) <input type="checkbox"/> € 145,- / sFr 229,- (Liefern Sie den Beton-Kalender jährlich nach Erscheinen zum Fortsetzungsbezugspreis*)
	2091	Zeitschrift Bautechnik (Probeheft)	kostenlos
	905221	Gesamtverzeichnis Verlag Ernst & Sohn	kostenlos

Liefer- und Rechnungsanschrift: ☐ privat ☐ geschäftlich

Firma			
Ansprechpartner			Telefon
UST-ID Nr./VAT-ID No.			Fax
Straße//Nr.			E-Mail
Land	-	PLZ	Ort

Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company

x

Datum / Unterschrift

*Fortsetzungsbezug: Sie sparen € 20,- / sFr 31,-. Beim Fortsetzungsbezug erhalten Sie die jährliche Ausgabe direkt nach Erscheinen (November) zum günstigeren Fortsetzungspreis zugesandt. Die automatische Belieferung können Sie jederzeit jährlich bis zum 30. September für die folgende Ausgabe stoppen.

*€-Preise gelten ausschließlich in Deutschland. Alle Preise enthalten die gesetzliche Mehrwertsteuer. Die Lieferung erfolgt zuzüglich Versandkosten. Es gelten die Lieferungs- und Zahlungsbedingungen des Verlages. Irrtum und Änderungen vorbehalten.
Stand: August 2009 (homepage_Leseprobe)