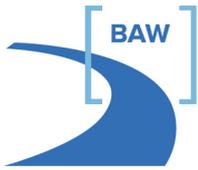


**Bundesanstalt für Wasserbau**  
Kompetenz für die Wasserstraßen

## **BAWMerkblatt**

# **Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW)**

Ausgabe Juli 2016



**Bundesanstalt für Wasserbau**  
Kompetenz für die Wasserstraßen

## BAW-Merkblätter und -Richtlinien Herausgeber

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)  
Kußmaulstraße 17  
76187 Karlsruhe

Postfach 21 02 53  
76152 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726-0  
Fax: 0721 9726-4540

[info@baw.de](mailto:info@baw.de)  
[www.baw.de](http://www.baw.de)

## Verfasser

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Abteilung Bautechnik

Übersetzung, Nachdruck – auch auszugsweise – nur mit Genehmigung des Herausgebers: © BAW 2016

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>	
1	Vorbemerkungen und Anwendungsbereich	1
2	Allgemeines	1
2.1	Definitionen	1
2.2	Besonderheiten bei Wasserbauwerken	4
2.3	Vorgehen, Untersuchungsstufen, Anforderungen	4
3	Grundlagen und Ausgangsbasis	7
3.1	Bestandsaufnahme	7
3.1.1	Bestandsunterlagen	7
3.1.2	Ergebnisse der Bauwerksinspektion	7
3.1.3	Messungen	7
3.2	Einwirkungen	7
3.2.1	Ständige Einwirkungen	7
3.2.2	Veränderliche Einwirkungen	8
3.2.3	Außergewöhnliche Einwirkungen	10
3.3	Baustoffe	11
3.3.1	Beton	11
3.3.1.1	Materialkennwerte in Untersuchungsstufe A	11
3.3.1.2	Kennwertermittlung und Untersuchung des Bauwerksaufbaus in den Untersuchungsstufen B und C	12
3.3.2	Betonstahl	15
3.3.3	Mauerwerk	18
3.3.4	Baugrund	18
4	Statische Berechnungen	18
4.1	Stufen A und B	18
4.1.1	Teilsicherheitsbeiwerte und Bemessungssituationen	18
4.1.2	Geotechnische Nachweise	20
4.1.3	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei unbewehrten Querschnitten aus Beton oder Mauerwerk	20
4.1.4	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Stahlbetonquerschnitten	22
4.2	Untersuchungen in Stufe C	23
4.2.1	Nichtlineare Systemtraglastanalyse	23
4.2.2	Probabilistische Tragwerksanalyse	24
4.2.3	Experimentelle Tragfähigkeitsnachweise	24
4.2.4	Risikoanalyse	25
5	Kompensation von Sicherheitsdefiziten	25
	Literatur	26
	Bezugsregelwerke	27

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Untersuchungsumfang bzw. Arbeitsschritte für den Tragwerksplaner in den Untersuchungsstufen A bis C	6
Tabelle 2:	Charakteristische Trossenzuglasten $Q_k$ in Abhängigkeit von der Schiffstonnage bzw. Wasserstraßenklasse (TRANS/SC 3/R.153)	9
Tabelle 3:	Zuordnung der charakteristischen Druck- und Zugfestigkeit für verschiedene Betongüten und -festigkeitsklassen bis 1972 (bzw. 1980 nach TGL)	11
Tabelle 4:	Zuordnung der charakteristischen Druck- und Zugfestigkeit für verschiedene Betonfestigkeitsklassen von 1972 bis 2001	12
Tabelle 5:	Fraktillenfaktor $k_n$ in Abhängigkeit von der Probekörperanzahl (95%-Vertrauensintervall, Variationskoeffizient unbekannt)	15
Tabelle 6:	Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden	16
Tabelle 7:	Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonformstählen mit Zulassung verschiedener Zeitperioden	17
Tabelle 8:	Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite für die Grenzzustände STR und GEO2 in der Untersuchungsstufe A	19

## Bildverzeichnis

Bild 1:	Schrittweises Vorgehen in den Untersuchungsstufen A bis C (Prinzipdarstellung)	5
Bild 2:	Ansatz der Verteilung des inneren Wasserdrucks $\sigma_w$ im Stahlbetonquerschnitt zum Nachweis verschiedener Grenzzustände unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes für Wasser $\gamma_F$ (Beispiel Schleusenkammerwand)	9
Bild 3:	Skizze zu Gl.8 mit dreieckförmig verteilter Druckspannung	20
Bild 4:	Rechnerische Spannungsverläufe im Bemessungsschnitt	21

## Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Erläuterungen zu den Vorgaben und Regelungen des Merkblattes TbW
Anlage 2	Beispiel für die Beprobung von Wasserbauwerken zur Ermittlung der Stoffkennwerte zur Untersuchung der Tragfähigkeit
Anlage 3	Ermittlung von charakteristischen Wasserständen und Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten

## 1 Vorbemerkungen und Anwendungsbereich

- (1) Das Merkblatt dient der Untersuchung und Bewertung der Tragfähigkeit und ggf. Gebrauchstauglichkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke. Die Veranlassung für diese Untersuchung ist nicht Gegenstand des Merkblatts.
- (2) Das Ziel des Merkblatts besteht darin, eine strukturierte und einheitliche Vorgehensweise für die Bewertung bestehender Wasserbauwerke sicherzustellen. Dem Tragwerksplaner eröffnet das Merkblatt durch spezielle Regelungen und Vorgaben für die Tragfähigkeitsuntersuchung und Bewertung bestehender Bauwerke einen erweiterten Handlungsspielraum und bietet die Möglichkeit, Tragwerksreserven stärker herauszuarbeiten, ohne das nach DIN EN 1990 geforderte Zuverlässigkeitsniveau einzuschränken. Das Merkblatt umfasst die statische Untersuchung und Bewertung bestehender Wasserbauwerke im Sinne der DIN 19702 im Bereich der Bundeswasserstraßen, die nicht nach aktuellem Normungsstand geplant bzw. errichtet wurden und älter als 10 Jahre sind. Die Anwendung ist auch zulässig im Rahmen von Instandsetzungen gemäß Abschnitt 2.1, Absatz (7), ggf. auch bei sich ändernden Einwirkungen, wenn dabei das Tragsystem im Massivbau erhalten bleibt und daran keine wesentlichen Eingriffe vorgenommen werden.
- (3) Die Anwendung des Merkblatts ist nicht zulässig zum Nachweis der Tragfähigkeit von Neubauten, die fehlerhaft konzipiert bzw. ausgeführt wurden.
- (4) Normenbasis ist die geltende DIN 19702 mit den dort genannten Bezugsnormen in den jeweils aktuellen Fassungen. Ferner sind – soweit einschlägig – die Regelungen des TR-W zu berücksichtigen. Wenn im Text keine besonderen Hinweise erfolgen, sind bei Normennennung immer die z. Zt. geltenden Ausgaben gemeint. Die Nennung der Eurocodes umfasst immer auch die jeweiligen Nationalen Anhänge.
- (5) Grundlage der statischen Nachweise bildet vorrangig das semiprobabilistische Sicherheitskonzept (Teilsicherheitskonzept). Die mitunter modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte und Nachweisformate werden in den einzelnen Unterabschnitten angegeben; ggf. können bzw. müssen bei entsprechender Datenlage separate Ableitungen passender Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1990 erfolgen.
- (6) In Anlage 1 sind ergänzende Erläuterungen und Hinweise zusammengestellt, die bei der Anwendung des Merkblatts hilfreich sind.

## 2 Allgemeines

### 2.1 Definitionen

- (1) Es gelten – wenn hier nicht anders vereinbart – die Begriffsdefinitionen gemäß DIN EN 1990. Hinsichtlich der Bezeichnung von Bauwerken und Bauwerksteilen an Wasserbauten sowie sonstiger wasserbaulicher Begriffe wird auf das BAW-Merkblatt Bauwerksinspektion (2010) und auf DIN 4054 sowie DIN 4048 verwiesen.
- (2) Aktualisierung  
Überprüfung und Ergänzung von Informationen zum Bauwerk bezüglich der Einwirkungen (Lasten, Geometrie, Geländehöhen, Materialdichten usw.), der Widerstände (Abmessungen, Stoffkennwerte usw.) und des Tragsystems durch vertiefte Untersuchungen vor Ort und im Labor (Messungen, Materialproben u. a.).

- (3) Dauerhaftigkeit  
Eigenschaft eines Tragsystems zur Begrenzung der zeitabhängigen Veränderungen der tragwerksrelevanten Eigenschaften (Korrosion, Erosion usw.). Dauerhaftigkeit ist die notwendige Voraussetzung dafür, dass Tragwerke für eine bestimmte Nutzungsdauer tragfähig und gebrauchstauglich sind.
- (4) Duktilität (vgl. auch Abschnitt 2.2 (2))  
Duktilität ist das Verformungs- bzw. Plastifizierungsvermögen bestimmter Bauteilbereiche, das vor Eintritt eines Bauteilversagens zu erkennbaren Veränderungen am Tragwerk führt und somit ein plötzliches oder sprödes Versagen nicht erwarten lässt. Es kann in Anlehnung an DIN EN 1998-1 zwischen globaler Duktilität eines Tragsystems (abhängig u. a. vom statischen System und der Versagensform, z. B. Knicken) und der örtlichen Duktilität bezüglich eines einzelnen Bemessungsquerschnitts (abhängig u. a. von der plastischen Rotationskapazität bzw. Bauart, wie z. B. Stahlbeton, Beton oder Mauerwerk) unterschieden werden. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität ist gemäß DIN EN 1992-1-1 bei Balken aus Stahlbeton eine Mindestbewehrung und bei unbewehrten, stabförmigen Bauteilen eine Mindestdruckzone mit  $e_d/h \leq 0,4$  erforderlich.
- (5) Gebrauchstauglichkeit  
Gebrauchstauglichkeit im Sinne von DIN EN 1990 ist die Fähigkeit des Tragwerks, die planmäßige Nutzung entsprechend festgelegter Bedingungen zu ermöglichen. Bei Wasserbauwerken gehören dazu vorrangig die Begrenzung von Rissbildung und Verformungen sowie eine ausreichende und dauerhafte Undurchlässigkeit der Konstruktion.
- (6) Inspektionsakte  
Die Bauwerksinspektionsakte für ein Bauwerk des Verkehrswasserbaus wird vom zuständigen Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt nach VV-WSV 2101 geführt und aktualisiert. Sie sollte neben den im Rahmen der Bauwerksinspektion erstellten Prüfberichten auch alle für die Inspektion erforderlichen Angaben zum Bauwerk einschließlich Bestandsplänen sowie eine den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechende Bestandsstatik enthalten, ferner Messprogramme nach VV-WSV 2602 für regelmäßig stattfindende Inspektionsmessungen mit Messergebnissen usw.
- (7) Instandsetzung, Grundinstandsetzung  
Instandsetzung (wie DIN EN 1990, Abschnitt 1.5.2.21): Planmäßige und außerplanmäßige Maßnahmen zur Wiederherstellung oder Erhaltung der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks, die über Maßnahmen der Bauwerksunterhaltung hinausgehen. Für Instandsetzungen wird nachfolgend von einer Nutzungsdauer von rund 30 Jahren ausgegangen.  
Grundinstandsetzung: Wesentliche Instandsetzung des Tragwerks mit dem Ziel, als Alternative zum Neubau seine Funktionsfähigkeit (seinen Zweck) für eine erneute geplante Nutzungsdauer (von in der Regel 80 bis 100 Jahren) herzustellen und ggf. Verbesserungen am Tragwerk im Sinne von DIN 31051 herbeizuführen. Statische Nachweise haben dabei nach dem für den Neubau geltenden Regelwerk zu erfolgen.
- (8) Nutzungsdauer  
Geplante Nutzungsdauer (wie DIN EN 1990, Abschnitt 1.5.2.8): Angenommene Zeitdauer, innerhalb der ein Tragwerk unter Berücksichtigung vorgesehener Instandhaltungsmaßnahmen für seinen vorgesehenen Zweck genutzt werden soll, ohne dass jedoch eine wesentliche außerplanmäßige Instandsetzung erforderlich ist.  
Restnutzungsdauer: Nutzungsdauer eines bestehenden Bauwerks bis zum Ende seiner Nutzungsfähigkeit. Sofern keine Anzeichen oder Analysen (auch Neuberechnungen) für eine zeitliche Nut-

zungsgrenze vorliegen, ist die Restnutzungsdauer die Differenzzeit zwischen Betrachtungszeitpunkt und Ende der geplanten Nutzungsdauer.

(9) Robustheit

Robustheit (Schadenstoleranz) ist die Eigenschaft eines Tragwerks, unvorhergesehenen bzw. unberücksichtigten Beanspruchungen oder Ausfällen zielgerecht zu widerstehen. Ein normengemäßer Entwurf führt nicht automatisch zu robusten Tragwerken. Der Begriff Robustheit bei Tragwerken oder Tragwerksteilen umfasst nicht nur die Fähigkeit, nicht plötzlich, d. h. ohne Vorankündigung, zu versagen. Robustheit ergibt sich auch dann, wenn sich Schädigungen oder Versagen auf ein Ausmaß begrenzen, welches in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache steht. Dies bedeutet, dass beispielsweise ein lokaler Schaden nicht zu einem Versagen des gesamten Tragwerks führen darf. Wird dieses Verständnis auf große Tragwerke übertragen, so können diese nur dann als robust gelten, wenn der Ausfall eines Tragwerkteils nicht zum Einsturz des Bauwerks führt.

Kriterien für die Robustheit eines Tragwerks sind:

- Redundanz bei Tragwerksteilen,
- zusätzliche, über die Normforderung hinausgehende rechnerische Tragfähigkeit,
- zusätzliche Duktilität in den Querschnitten,
- statische Unbestimmtheit des statischen Systems,
- nicht sprödes Versagen von Querschnitten,
- monolithische Bauweise des Bauwerks,
- kraftflussorientierte Form und Kompaktheit des Tragwerks (minimale Oberfläche),
- fehlerunanfällige Herstellbarkeit des Bauwerks.

Weitere Hinweise zum Begriff Robustheit sind in Pötzl (1996), Müllers (2007), Krätzig et al. (2007) enthalten.

(10) Tragfähigkeit

Unter dem Begriff Tragfähigkeit ist allgemein die Sicherheit gegen Störungen des mechanischen Gleichgewichts der inneren und äußeren Kräfte an einem Tragwerk bzw. Tragsystem oder seiner Teile zu verstehen. Ein Tragwerk ist dann ausreichend tragfähig, wenn es mit angemessener Zuverlässigkeit den erwarteten Einwirkungen widersteht, die während seiner Nutzung auftreten können. Ein Synonym für Tragfähigkeit ist der Begriff Standsicherheit oder Tragsicherheit. Die Tragfähigkeit ist am Tragwerk als Ganzes mit geotechnischen Nachweisen nach DIN EN 1997 (z. B. Grundbruch, Geländebruch, Gleit-, Lagesicherheit usw., entsprechende Grenzzustände HYD, UPL, GEO, EQU) und in maßgebenden Querschnitten durch einzelne Bauteile (z. B. Biege- und Querkraftversagen, Materialermüdung usw., entsprechende Grenzzustände STR, FAT) zu untersuchen.

(11) Risiko

Unter technischem Risiko versteht man nach ISO 13824 allgemein die Kombination aus Häufigkeit oder Wahrscheinlichkeit des Versagens eines Bauwerks und der Auswirkung dieses Versagens im Hinblick auf Schäden für Leib und Leben von Menschen, materielle und auch ideelle Verluste, Umweltschäden etc. Mathematisch lässt sich das Risiko als Produkt aus Versagenswahrscheinlichkeit und Schadenshöhe definieren. Unter dem Vergleichs- oder Grenzkrisiko versteht man denjenigen Wert, der von der Gesellschaft gerade noch toleriert wird. Bei Einhaltung desselben Wertes für das Grenzkrisiko ist allgemein für ein großes Bauwerk mit hohem Gefährdungspotential die Einhaltung einer geringen Versagenswahrscheinlichkeit (hohe Tragfähigkeit) erforderlich, während für ein kleines Bauwerk mit geringerem Schadensausmaß von der Gesellschaft eine höhere Versagenswahrscheinlichkeit (geringere Tragfähigkeit) akzeptiert wird.

## 2.2 Besonderheiten bei Wasserbauwerken

- (1) Massive Wasserbauwerke besitzen überwiegend dicke Querschnitte und zeichnen sich oft durch ein räumliches Tragverhalten aus. Bei der statischen Modellierung sind diese Besonderheiten entsprechend zu berücksichtigen.
- (2) Aufgrund der Eigenheiten von Wasserbauwerken weisen deren Bauteile meist ein duktileres Bauteilverhalten auf, insbesondere dann, wenn
  - eine Mindestbewehrung zur Aufnahme des Rissmomentes nach DIN EN 1992-1-1 vorhanden ist oder
  - bei unbewehrten, stabförmigen Bauteilen die Lastexzentrizität  $e_g/h \leq 0,4$  ist oder
  - scheiben- bzw. plattenförmige Querschnitte mit massigen Abmessungen (Dicke > 0,8 m) vorliegen oder
  - es bei Tragwerken mit Erddrucklasten, Bettungen bzw. vergleichbaren Baugrundebedingungen vor Eintritt des Gesamtversagens zu maßgebenden Lastumlagerungen mit erkennbaren Verformungen kommt.

Kein duktileres Bauteilverhalten ist gegeben, wenn die maßgebenden Grenzzustände durch Stabilitätsversagen oder Materialermüdung im Bewehrungsstahl bestimmt werden.

- (3) Bei Schiffsschleusen ist zu beachten, dass durch die Schleusungsvorgänge zyklische Beanspruchungen mit teilweise großen rechnerischen Spannungsschwingbreiten auftreten, so dass bei hohen Lastspielzahlen entsprechende Nachweise hinsichtlich Materialermüdung zu führen sind.
- (4) Die bei älteren Wasserbauwerken häufig anzutreffende zonierte Bauweise ist bei der ggf. notwendigen Materialuntersuchung einschließlich Beprobung und ggf. auch bei der statischen Modellierung entsprechend zu berücksichtigen.
- (5) Lasten aus Wasserdruck gehören zu den wichtigsten Einwirkungen und werden durch oberirdische Gewässer bzw. durch anstehendes Grundwasser hervorgerufen. Sie wirken als Lasten zunächst auf die jeweilige Bauteiloberfläche (äußerer Wasserdruck). Aufgrund der geringen, aber immer vorhandenen Durchlässigkeit des jeweiligen Bauwerkskörpers infolge von Porosität, Rissbildung, undichter Arbeitsfugen u. a. dringt Wasser in den Querschnitt ein, was zur Bildung eines inneren Wasserdrucks führt, der nach DIN 19702 als Riss- und Porenwasserdruck bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen ist.

## 2.3 Vorgehen, Untersuchungsstufen, Anforderungen

- (1) Bei der Untersuchung zur Bewertung der Tragfähigkeit nach diesem Merkblatt handelt es sich um ein gestuftes Verfahren, bei dem der Untersuchungsaufwand am Bauwerk sowie die Nachweisführung modifiziert werden. Das Vorgehen ist in drei Stufen A, B und C gemäß Bild 1 eingeteilt. Die den Untersuchungsstufen zugeordneten Bearbeitungsschritte sind in Tabelle 1 aufgelistet. Das beschriebene, dreistufige Verfahren stellt ein grundsätzliches Vorgehensprinzip dar und ist jeweils an die speziellen Bedingungen am konkreten Objekt anzupassen. Es kann sinnvoll sein, bei entsprechender Sachlage auf die Bearbeitung der Stufe A zu verzichten und mit Stufe B zu beginnen. Ggf. kann bereits nach Stufe A das Untersuchungsergebnis so eindeutig sein, dass sich eine weitere Untersuchung erübrigt bzw. Handlungsbedarf hinsichtlich erforderlicher Sicherungsmaßnahmen besteht. Die Bearbeitungsschritte in der Stufe C umfassen teilweise wissenschaftliche, nicht standardisierte Verfahren und Methoden und erfordern eine gutachterliche Bearbeitung.

- (2) Die Untersuchungen und Nachrechnung sind von einem im Wasserbau erfahrenen Tragwerksplaner durchzuführen.
- (3) Die Bearbeitungsergebnisse sind in jeder einzelnen Untersuchungsstufe vollständig und in übersichtlicher Form in einem Bericht zu dokumentieren. Für die Bewertung sind neben der vollständigen Dokumentation die wesentlichen Berechnungsergebnisse in einer komprimierten schriftlichen und grafischen Darstellung auf Basis von Auslastungsgraden (Verhältnis aus vorhandener Beanspruchung und Widerstand), dargestellt für Bemessungsschnitte im untersuchten Querschnitt, zusammenzufassen.

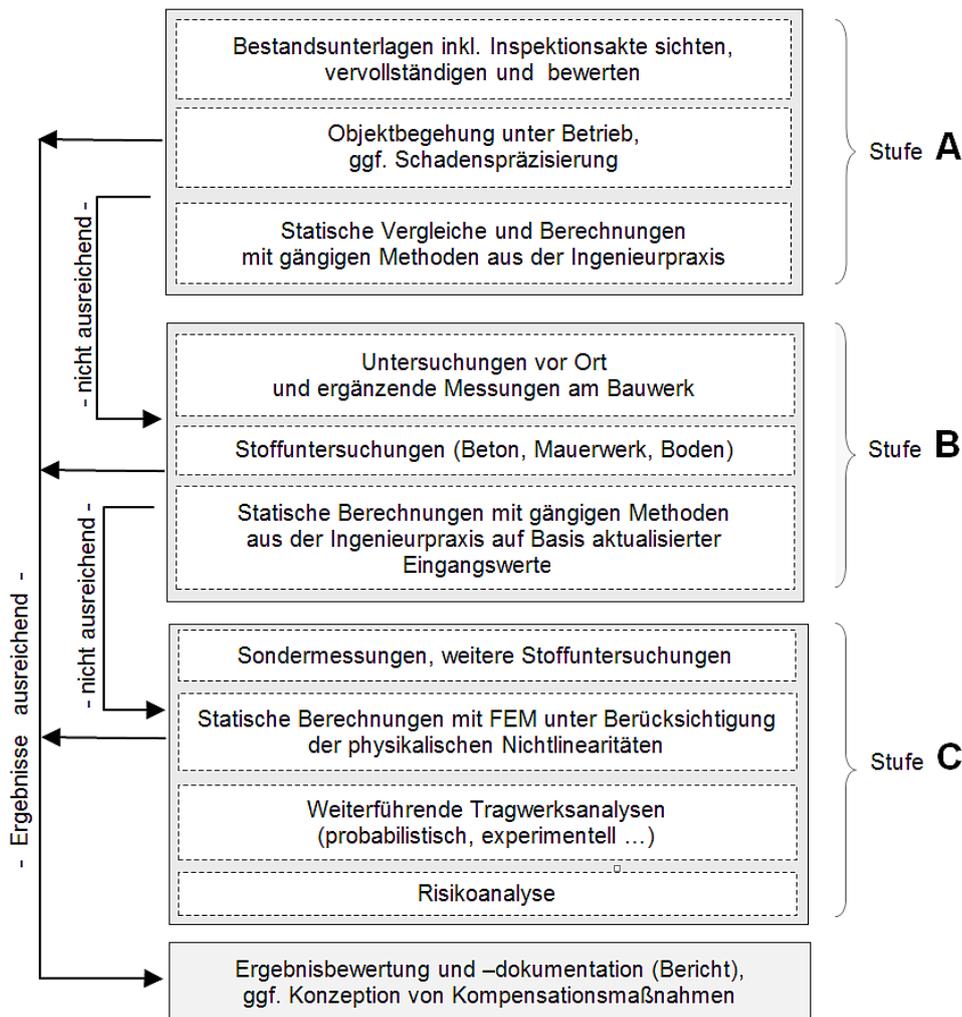


Bild 1: Schrittweises Vorgehen in den Untersuchungsstufen A bis C (Prinzipdarstellung)

Tabelle 1: Untersuchungsumfang bzw. Arbeitsschritte für den Tragwerksplaner in den Untersuchungsstufen A bis C

Bearbeitungsschritte		S t u f e			Bemerkung
		A	B	C	
Bestandsunterlagen	Bestandsunterlagen auswerten	X	X	X	vorrangig Bestandszeichnungen und -statik
	Bestandsunterlagen-Zusatzrecherche inkl. Kontrolle der planmäßigen Ausführung	(X)	X	X	z.B. Recherche außerhalb der WSV (Landesarchive etc.)
	Inspektionsprotokolle auswerten	X	X	X	Unterlagen nach VV-WSV 2101
	Inspektionsmessungen inkl. Pegelbeobachtung auswerten	X	X	X	Unterlagen nach VV-WSV 2602
Inspektionen vor Ort	Objektbegehung unter Betrieb	X	X	X	Kontrolle Geometrie Tragwerk, Gelände, Einwirkungen u.a., soweit unter Betrieb möglich
	Objektbegehung bei trockenem Bauwerk <sup>1)</sup>		X	X	Kontrolle Geometrie Tragwerk, Gelände u.a.
	detaillierte Schadensfeststellung mit zusätzlichen Maßnahmen		(X)	X	z.B. Bewehrungsfreilegung, Bruchflächenanalyse, Endoskopie etc.
Messungen am Tragwerk	Kontrollmessung Tragwerksgeometrie	X	X	X	
	ergänzende geodätische Messungen		(X)	(X)	
	Messungen der Wasser- und Grundwasserstände inkl. Auswertung		X	X	
	Messungen zur Modellkalibrierung		(X)	X	z.B. betriebsbedingte Kammerbreitenänderungen an Schleusen
	ergänzende Sondermessungen			(X)	z.B. Last-, Primärspannungsmessung
Stoffkennwerte, Stoffuntersuchungen	auf Basis Bestandsunterlagen oder abgesicherter Erfahrungen	X			vgl. Abschnitt 3.3
	Bodenuntersuchung und -begutachtung		X	X	
	ergänzende Bodenbegutachtung			(X)	z.B. Dilatometeruntersuchungen
	Beton- bzw. Mauerwerksuntersuchung und -begutachtung		X	X	Bohrlochendoskopie, Dichte, Druck- und Spaltzugfestigkeit, ggf. E-Modul
	ergänzende Beton- bzw. Mauerwerksbegutachtung			(X)	z.B. Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit oder dauerhaftigkeitsrelevanter Kennwerte des Betons
	Begutachtung Bewehrungsstahl		(X)	(X)	chem. Analyse, Zugversuch
statische Berechnungen, Tragfähigkeitsanalysen	statische Berechnungen mit in Ingenieurpraxis üblichen Methoden (Stabwerksmodelle, linearelastische FEM-Modelle) bzw. Vergleichsbeurteilung und Bewertung auf Basis Bestandsstatik	X			Bemessung bzw. Nachweise i.d.R. auf Querschnittsbasis bzw. Elementarnachweise (Lage Resultierende etc.)
	Stand sicherheitsberechnungen mit in Ingenieurpraxis üblichen Methoden mit aktualisierten Eingangswerten		X		Bemessung bzw. Nachweise i.d.R. auf Querschnittsbasis bzw. Elementarnachweise (Lage Resultierende etc.)
	Berechnungen an FEM-Modellen mit realistischen Stoffgesetzen (Berücksichtigung Plastifizierung, Rissbildung, Nachrissverhalten und Boden-Bauwerk-Interaktion)			X	Bemessung bzw. Nachweise direkt auf Stoffbasis unter Verwendung von Kontinuumsmodellen und angepasster Sicherheitsformate
	probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse			(X)	bei ausreichender statistischer Datenlage
	experimentelle Tragfähigkeitsnachweise			(X)	Belastungsversuche mit rechnerischer Auswertung
	geohydraulische, hydrologische, seismische od. a. Sonderuntersuchungen		(X)	(X)	z.B. numerische Grundwassermodellierung
	Risikoanalyse	Risikoanalyse unter Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeit und des Gefährdungspotentials			(X)

Legende: X i.d.R. in dieser Stufe erforderlich  
 (X) ggf. in dieser Stufe erforderlich od. sinnvoll  
 1) Ausreichend hierfür sind die Ergebnisse der letzten Bauwerksprüfung, falls diese nicht länger als 3 Jahre zurückliegt.

## 3 Grundlagen und Ausgangsbasis

### 3.1 Bestandsaufnahme

#### 3.1.1 Bestandsunterlagen

- (1) Die Angaben in den Bestandsunterlagen sind immer im Rahmen von Objektbegehungen zu kontrollieren bzw. zu aktualisieren und bei Unvollständigkeit nach entsprechender Untersuchung vor Ort zu ergänzen. Einwirkungen sind auf Sinnhaftigkeit und Plausibilität zu überprüfen. Da nicht alle Angaben mit vertretbarem Aufwand ermittelt werden können, müssen entsprechende Annahmen auf der Basis anderer Unterlagen getroffen werden, ggf. in Kombination mit Sensitivitätsbetrachtungen im Zuge der weiteren Untersuchungen.
- (2) Qualität und Grad der Vollständigkeit der Bestandsunterlagen sind im Bericht zu dokumentieren und bei der Ergebnisbewertung zu berücksichtigen.

#### 3.1.2 Ergebnisse der Bauwerksinspektion

- (1) Im Rahmen der Tragfähigkeitsuntersuchung sind die Berichte aus der Bauwerksinspektion auszuwerten und sicherheitsbestimmende Komponenten innerhalb der einzelnen Schadensklassifizierungen herauszuarbeiten.
- (2) Das Ergebnis der Auswertung der Bauwerksinspektion ist im Rahmen der Dokumentation der Tragfähigkeitsuntersuchungen im Abschlussbericht darzustellen.

#### 3.1.3 Messungen

- (1) Ergebnisse von Messungen sind bei entsprechender Eignung in der statischen Untersuchung zu berücksichtigen.
- (2) Neben den Inspektionsmessungen kann es erforderlich werden, zusätzliche messtechnische Analysen am Bauwerk vorzunehmen, die vorrangig in der Untersuchungsstufe C von Bedeutung sind; hierzu siehe Abschnitt 4.2.
- (3) Qualität und Umfang der berücksichtigten Messungen sind im Untersuchungsbericht entsprechend zu dokumentieren.

### 3.2 Einwirkungen

#### 3.2.1 Ständige Einwirkungen

##### Eigengewicht

- (1) Das Eigengewicht der Bauteile ist in Untersuchungsstufe A auf Basis der Bestandspläne zu bestimmen. Wichtige Maße zugänglicher Bauteile sind am Objekt zu kontrollieren. Für die Wichten der verwendeten Baustoffe kann in der Untersuchungsstufe A von folgenden Werten ausgegangen werden:
  - unbewehrter Beton:  $23 \text{ kN/m}^3$ ,
  - schwach bewehrter (geringer als Mindestbewehrung) Beton:  $24 \text{ kN/m}^3$ ,
  - Stahlbeton mit Bewehrungsgehalt größer als Mindestbewehrung:  $25 \text{ kN/m}^3$ ,
  - Mauerwerk: Festlegung unter Beachtung der Steinrohdichte.

- (2) In den Untersuchungsstufen B und C sind im Rahmen einer Aktualisierung die Abmessungen aller Bauteile grundsätzlich vor Ort zu überprüfen. Die Materialwichten sind über die Dichte aus der Stoffuntersuchung im Labor abzuleiten.

### **Erddruck**

- (3) In den Untersuchungsstufen A und B ist der Erddruck mit Hilfe von Erddruckbeiwerten zu ermitteln. In der Stufe C ist in den meisten Fällen eine numerische Berechnung mit Berücksichtigung der Bauwerksverformungen unter realitätsnahen Steifigkeiten von Boden und Tragwerk sinnvoll.
- (4) Der Ansatz von Erddruckreaktionen infolge temperaturbedingter Zwangsverformungen ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei üblichen Wasserbaukonstruktionen nicht erforderlich.

### **3.2.2 Veränderliche Einwirkungen**

#### **Einwirkungen infolge Wasserdrucks**

- (1) Wasserdruck ist grundsätzlich eine veränderliche Einwirkung, darf aber, wenn dessen Größe aufgrund geometrischer Gegebenheiten (z. B. Überlaufkanten) oder anderweitig begrenzt ist, als eine ständige Einwirkung behandelt werden.
- (2) Für die Nachweise ausreichender Tragfähigkeit sind i. d. R. obere und untere Wasserstände als charakteristische Werte nach DIN 19702 zu ermitteln. Für die Nachweise hinsichtlich Materialermüdung und die ggf. erforderlichen Nachweise der Gebrauchstauglichkeit ist von mittleren bzw. von unter normalen Betriebsbedingungen maßgebenden Wasserständen auszugehen.
- (3) Die Verteilung des inneren Wasserdrucks ist grundsätzlich nach Lieckfeldt (1898) anzusetzen, d. h. im Bereich von Rissen und klaffenden Fugen in der Größe des anstehenden äußeren Wasserdrucks, im überdrückten Bereich linear veränderlich bis zum Druckrand auf 0 bzw. den dort anstehenden Wasserdruck (vgl. DIN 19702). Für Stahlbetonquerschnitte unter Querkraft- und Ermüdungsbeanspruchung hingegen können für den inneren Wasserdruck die Näherungsansätze in Bild 2 zur Anwendung kommen.
- (4) In der Untersuchungsstufe C ist alternativ auch eine hydronumerische Berechnung der Riss- und Porenwasserdrücke unter Berücksichtigung der jeweiligen Wasserdurchlässigkeiten zulässig. Dafür sind im Vorfeld Festlegungen zur Definition der Geometrie der jeweiligen Risszone und deren Permeabilität zu treffen.

#### **Vertikale Verkehrslasten**

- (5) Die Lasteinflüsse aus Verkehr infolge Fahrzeugbetriebs oder ortsveränderlicher Krane müssen entsprechend dem tatsächlichen Aufkommen am konkreten Objekt festgelegt werden. Sind keine Angaben verfügbar, ist zunächst von einer gleichmäßig verteilten Flächenlast von  $10 \text{ kN/m}^2$  in der ständigen Bemessungssituation auszugehen.

#### **Trossenzug infolge Schifffahrt**

- (6) Lasten aus Trossenzug an Schifffahrtsschleusen und anderen massiven Wasserbauwerken mit Schifffahrtsbetrieb sind in Abhängigkeit von der Wasserstraßenklasse bzw. der Schiffstonnage gemäß folgender Tabelle 2 festzulegen. Die Lastkomponente orthogonal zur Kammerwandoberfläche darf mit  $0,3 \cdot Q_k$ , die Komponente parallel zur Oberfläche mit  $0,95 \cdot Q_k$  angesetzt werden.

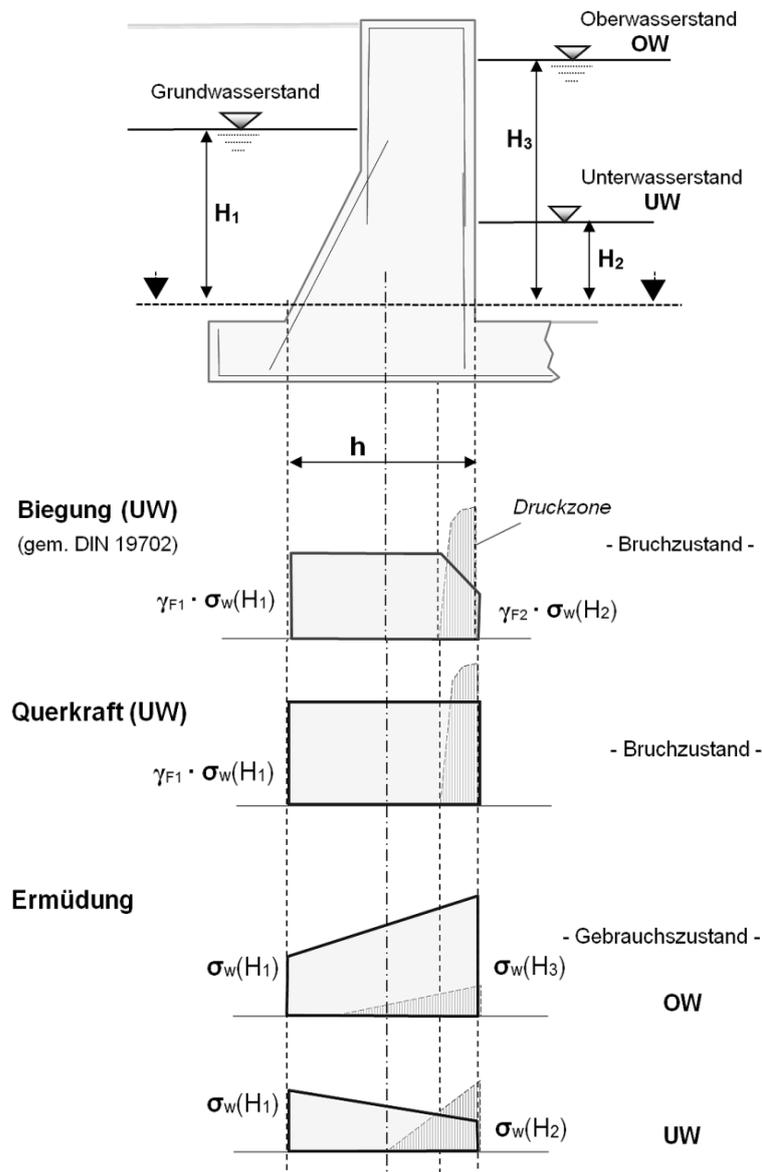


Bild 2: Ansatz der Verteilung des inneren Wasserdrucks  $\sigma_w$  im Stahlbetonquerschnitt zum Nachweis verschiedener Grenzzustände unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes für Wasser  $\gamma_F$  (Beispiel Schleusenwand)

Tabelle 2: Charakteristische Trossenzuglasten  $Q_k$  in Abhängigkeit von der Schiffstonnage bzw. Wasserstraßenklasse (TRANS/SC 3/R.153)

Wasserstr.-Klasse	Tonnage [t]	$Q_k$ [kN]
0 - I	$\leq 500$	100
II	500 bis 1000	150
III - IV	$\leq 1500$	180
	ab 1500	nach DIN 19703

- (7) Für Einwirkungen infolge Trossenzugs im Festmachebereich von Wehren, Kraftwerken usw. sind ggf. in Abhängigkeit vom konkreten Objekt Sonderregelungen erforderlich.
- (8) Für den Tragfähigkeitsnachweis ist der Trossenzug als veränderliche Last in der ständigen Bemessungssituation zu berücksichtigen. Je nach Lage des Bemessungsschnitts kann eine Lastausbreitung unter 35° angenommen werden, soweit Bewegungsfugen im Tragwerk den Lastfluss nicht unterbrechen.

#### **Temperatur**

- (9) Temperatureinwirkungen können bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden, wenn das Tragwerk eine ausreichende Duktilität besitzt (vgl. Abschnitt 2.2 (2)).

#### **Eis**

- (10) Für Wasserbauwerke im Binnenbereich, die erfahrungsgemäß keiner exponierten Eisbelastung ausgesetzt sind, ist die Einwirkung infolge Eis mit einer horizontalen Linienlast von 45 kN/m in Höhe des Wasserspiegels in der ständigen Bemessungssituation zu berücksichtigen. Im Küstenbereich kann die Eiseinwirkung nach EAU (2012), E 177 bestimmt werden.

#### **Druckstoß**

- (11) Druckstöße in Leitungssystemen von Wasserbauwerken, die infolge des regulären Anlagenbetriebs auftreten können, sind objektspezifisch hydraulisch zu bestimmen und bei der Bemessung entsprechend zu berücksichtigen.

### **3.2.3 Außergewöhnliche Einwirkungen**

#### **Ausfall von baulichen Sicherungselementen**

- (1) Wird die Beanspruchung von Tragwerken durch Sicherungselemente (Dränagen, Dichtungen usw.) beeinflusst, ist die Auswirkung deren Versagens zu untersuchen. Dabei ist im Vorfeld zu prüfen, in welchem Umfang die Wirkung der Sicherungselemente reduziert werden muss und inwieweit ein Totalausfall infolge stattfindender oder vorzusehender Inspektionsmaßnahmen ausgeschlossen werden kann.

#### **Gesunkenes Schiff**

- (2) Die Beanspruchung infolge eines gesunkenen Schiffs ist durch eine begrenzte, statisch äquivalente Flächenlast in ungünstigster Stellung in den Abmessungen der verkehrenden Güterschiffe zu berücksichtigen. Es ist eine Last von:
  - 26 kN/m<sup>2</sup> bei Betriebswasserstand und
  - 30 kN/m<sup>2</sup> nach Trockenlegunganzusetzen. Bei kleineren Anlagen ist es sinnvoll, in Abhängigkeit von der zugelassenen Tauchtiefe die angegebenen Flächenlasten zu reduzieren. Der Lastansatz für ein trockengelegtes Bauwerk setzt voraus, dass mit dem Lenzen des Bauwerks bzw. der Haltung für die Bergung des Schiffes auch gleichzeitig eine Entleerung des Schiffskörpers stattfindet.

#### **Druckstoß**

- (3) Druckstöße in Leitungssystemen von Wasserbauwerken, die infolge unplanmäßigen Systemverhaltens, Havarien oder bei anderen außerplanmäßigen Vorfällen auftreten können, sind objektspezifisch hydraulisch zu bestimmen und bei der Bemessung entsprechend zu berücksichtigen.

### 3.3 Baustoffe

#### 3.3.1 Beton

##### 3.3.1.1 Materialkennwerte in Untersuchungsstufe A

- (1) Die für die statischen Nachweise erforderlichen Betonkennwerte können auf der Basis der Tabellen 3 und 4 hergeleitet werden. Dabei sind die Festigkeitsangaben aus den Bestandsunterlagen den Betongüte/-festigkeitsklassen in den Tabellen entsprechend zuzuordnen, wenn die Angaben ausreichend sind und der angetroffene Zustand vor Ort dem nicht widerspricht. Sofern in den Bestandsunterlagen keinerlei Angaben vorliegen, sind bei Bauwerken bis 1972 (bzw. 1980 nach TGL) die jeweils ungünstigsten charakteristischen Festigkeitskennwerte im auf das Bauwerksalter zutreffenden Zeitraum zu wählen. Bei Bauwerken, die nach 1972 (bzw. 1980 nach TGL) errichtet wurden, kann von einem Mindestwert der Druckfestigkeit von 8 N/mm<sup>2</sup> und einer Zugfestigkeit von 0,5 N/mm<sup>2</sup> ausgegangen werden.
- (2) Sofern bereits Ergebnisse von Materialuntersuchungen vorliegen, können diese verwendet werden. Voraussetzung hierfür ist, dass die daraus abgeleiteten Betongüte/-festigkeitsklassen im Sinne der Kriterien für die Stufe B ermittelt worden sind oder die charakteristischen Kennwerte sich aus den Untersuchungsergebnissen entsprechend dem in Stufe B beschriebenen Verfahren nachträglich berechnen lassen.
- (3) Ist in der Stufe A die Ermittlung des Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$  erforderlich, so ist dieser aus der charakteristischen Druckfestigkeit  $f_{ck}$  nach Gleichung 1 zu bestimmen:

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

$$\text{mit } \alpha_i = \left( 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck} + 8}{88} \right) \leq 1$$

Tabelle 3: Zuordnung der charakteristischen Druck- und Zugfestigkeit für verschiedene Betongüten und -festigkeitsklassen bis 1972 (bzw. 1980 nach TGL)

Zeitraum	Betongüte/-festigkeitsklasse	Charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,Zyl}$ in N/mm <sup>2</sup>	Charakteristische Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ in N/mm <sup>2</sup>
Vor 1932	-	4	0,2
1932 – 1943 DIN 1045:1932-05 DIN 1045:1937-05	$W_{b28} = 120 \text{ kg/cm}^2$	6,5	0,3
	$W_{b28} = 160 \text{ kg/cm}^2$	8,5	0,4
	$W_{b28} = 210 \text{ kg/cm}^2$	12,0	0,5
1943 – 1972 DIN 1045:1943-03 DIN 1045:1959-11 DIN 4227:1953-10 TGL bis 1980 TGL 0-1045:1963-04 TGL 0-1045:1973-04 TGL 0-4227:1963-05	B 120	6,5	0,3
	B 160	11,0	0,5
	B 225	15,0	0,6
	B 300	20,0	0,7
	B 450	30,0	1,0
	B 600	40,0	1,2

Tabelle 4: Zuordnung der charakteristischen Druck- und Zugfestigkeit für verschiedene Betonfestigkeitsklassen von 1972 bis 2001

Zeitraum	Betongüte/-festigkeitsklasse	charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,Zyl}$ in N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ in N/mm <sup>2</sup>
1972 – 1978 DIN 1045:1972-01	Bn 50	4,0	0,2
	Bn 100	8,0	0,4
	Bn 150	12,0	0,5
	Bn 250	20,0	0,7
	Bn 350	27,5	0,9
	Bn 450	35,5	1,1
	Bn 550	43,5	1,3
1978 – 2001 DIN 1045:1978-23 DIN 1045:1988-07	B 5	4,0	0,2
	B 10	8,0	0,4
	B 15	12,0	0,5
	B 25	20,0	0,7
	B 35	27,5	0,9
	B 45	35,5	1,1
	B 55	43,5	1,3
TGL von 1980 - 1990 inkl. TGL 33411/01:1979-06	Bk 5	4,0	0,2
	Bk 7,5	5,5	0,3
	Bk 10	7,5	0,4
	Bk 15	11,5	0,5
	Bk 20	15,0	0,6
	Bk 25	19,0	0,7
	Bk 35	26,5	0,9
	Bk 45	34,0	1,1
	Bk 55	41,5	1,2

### 3.3.1.2 Kennwertermittlung und Untersuchung des Bauwerksaufbaus in den Untersuchungsstufen B und C

- (1) In den Stufen B und C ist die Entnahme von Bohrkernen zur Bestimmung des Aufbaus der zu bewertenden Bauteile und von Materialkennwerten (Druck-, Zugfestigkeit, Dichte, ggf. statischer E-Modul) grundsätzlich erforderlich.
- (2) Die Untersuchung muss durch einen im Wasserbau erfahrenen Gutachter erfolgen und umfasst
  - die Aufstellung eines Untersuchungskonzepts,
  - die Bauwerksüberprüfung vor Ort mit Probenentnahme und
  - die entsprechenden Laboruntersuchungen.
- (3) Sofern bereits Ergebnisse von Materialuntersuchungen vorliegen, können diese verwendet werden. Voraussetzung hierfür ist eine Auswertung und Bewertung der Ergebnisse gemäß den nachfolgend beschriebenen Kriterien.
- (4) Im Rahmen der Untersuchungen muss der Gutachter unter Bezug auf die Tragfähigkeit auch Aussagen zur Dauerhaftigkeit erarbeiten und entscheiden, ob ggf. die Ermittlung ergänzender dauerhaf-

tigkeitsrelevanter Materialkennwerte erforderlich ist (Bewehrungskorrosion, AKR, Frostwiderstand, Betonzusammensetzung u. a.). Für die Vorbereitung bzw. Planung von Instandsetzungen der Betonoberflächen nach ZTV-W LB 219 ist die Anwendung dieses Merkblatts jedoch nicht ausreichend.

- (5) Die Bauwerks- und Laboruntersuchungen sind in einem zusammenhängenden Bericht zu dokumentieren.

### **Untersuchungskonzept**

- (6) Auf der Basis der Auswertung der Bestandsunterlagen inklusive der Inspektionsberichte, der visuellen Bauwerksbegutachtung durch den Gutachter und der vorgegebenen Ziele der Begutachtung ist in Abstimmung mit dem Tragwerksplaner ein Konzept für die Durchführung der Bauwerks- und Laboruntersuchungen zu erstellen.
- (7) Falls erforderlich, ist das Bauwerk/Bauteil in Prüfbereiche zu unterteilen, für die die begründete Annahme besteht, dass sie Beton der gleichen Grundgesamtheit enthalten. Aus statischer Sicht kritische Bereiche müssen Berücksichtigung finden.
- (8) Der Aufbau der einzelnen Bauteile ist grundsätzlich sowohl mit Vertikalbohrungen durch das Bauwerk als auch horizontalen Bohrungen im Randbereich zu erkunden.
- (9) Die Zugfestigkeit darf nicht aus der Druckfestigkeit abgeleitet werden. Es müssen gesonderte Prüfkörper für die Beprobung berücksichtigt werden. In der Regel wird die Zugfestigkeit aus der ermittelten Spaltzugfestigkeit abgeleitet.
- (10) Bei Bauwerken bis 1950 ist grundsätzlich eine Bohrlochendoskopie zur Erkundung des Aufbaus der Betonstruktur vorzusehen.
- (11) Bei der Anwendung ergänzender zerstörungsfreier Prüfverfahren sind die Merkblätter der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. zu beachten.
- (12) Der verwendete Bohrkerndurchmesser sollte mindestens dem Dreifachen des im Beton vorhandenen Größtkorns der Gesteinskörnung entsprechen. Können keine Angaben zum Größtkorn in Erfahrung gebracht werden, sind Bohrkern mit einem Bohrkerndurchmesser von etwa 150 mm vorzusehen.
- (13) Im Regelfall sind aus statistischen Gründen je Prüfziel mindestens acht repräsentative Prüfkörper je Prüfbereich vorzusehen.
- (14) Entnahme, Dokumentation, Zwischenlagerung und Transport der Bohrkern sind nach BAW-Merkblatt Bohrkernentnahme (2012) zu planen.

### **Bauwerksuntersuchungen und Probennahme**

- (15) Der Gutachter muss das Tragwerk visuell, handnah und umfassend hinsichtlich erkennbarer Schadensstellen, Gefügestörungen, Betonierfehler und Bereiche unterschiedlicher Eigenschaften inspizieren und die Umsetzung des Untersuchungskonzepts absichern.
- (16) Für die vorbestimmten Prüfbereiche und ggf. weitere auffällige Bereiche sind durch den Gutachter repräsentative Bohrkernentnahmestellen unter Berücksichtigung einer möglichst geringen Beeinträchtigung des Tragwerks infolge der Bohrkernentnahme festzulegen.
- (17) Die ggf. vorhandene Bewehrung im Bereich der Bohrstellen ist zur Vermeidung von Beschädigungen an der tragenden Bewehrung mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren einzumessen.

- (18) Der Gutachter muss die Bohrkern nach der Entnahme zeitnah vor Ort visuell begutachten. In Abhängigkeit der daraus gewonnenen Erkenntnisse ist ggf. das Untersuchungskonzept anzupassen.
- (19) Sofern keine zusammenhängenden Bohrkern gewonnen werden können, sind – ergänzend zu (10) – die Bohrlöcher zu endoskopieren.

### Laboruntersuchungen

- (20) Die Bohrkern sind zusammenhängend auszulegen und fotografisch zu dokumentieren. Der Zustand der Bohrkern (Zusammensetzung, Kornverteilung, Fehlstellen, Risse, Bewehrung usw.) ist zu erfassen und zu bewerten.
- (21) Der Anteil der Bohrkern, der auf Grund des Zustands der Bohrkern nicht zur Herstellung von Prüfkörpern verwendet werden kann, ist anzugeben und mit der Bohrlochendoskopie abzugleichen.
- (22) Die Bestimmung der Druckfestigkeit an kreiszylindrischen Prüfkörpern erfolgt nach DIN EN 12390-3, vorzugsweise mit einem Seitenverhältnis  $h/d = 2,0$ , um eine direkt für DIN EN 1992-1-1 anwendbare Zylinderdruckfestigkeit zu erhalten.
- (23) Bei Prüfkörpern mit einem Seitenverhältnis von  $h/d = 1,0$  ist die daran ermittelte Bohrkernfestigkeit  $f_{c,Bk1,0}$  anschließend gemäß Gleichung 2 umzurechnen.

$$f_{c,Bk2,0} = 0,82 \cdot f_{c,Bk1,0} \quad (2)$$

- (24) Da die Druckfestigkeit der Prüfkörper mit deren Feuchtigkeit korreliert, sind die Proben in einem mit dem Bauwerksbeton vergleichbaren Feuchtezustand zu prüfen. Sofern dies nicht möglich ist, muss der Einfluss des Feuchtegehalts der Prüfkörper in geeigneter Weise berücksichtigt werden.
- (25) Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  muss nach DIN EN 12390-6 erfolgen. Sofern nicht direkt bestimmt, wird die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  aus den Ergebnissen der Spaltzugfestigkeitsprüfungen  $f_{ct,sp}$  abgeleitet. Die Umrechnung erfolgt gemäß Gleichung 3.

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3)$$

- (26) Für die Bestimmung der charakteristischen Materialkennwerte ist von einer logarithmisch normalverteilten Stichprobe auszugehen. Ein Ausreißer-Test ist vorzuschalten und die Annahme der logarithmisch normalverteilten Stichprobe zu überprüfen.
- (27) Die Ermittlung der Parameter der logarithmisch normalverteilten Stichprobe (Mittelwert  $m_y$ , Standardabweichung  $s_y$ , Variationskoeffizient  $V_y$ ) erfolgt gemäß Gleichungen 4 bis 6.

$$\text{Mittelwert:} \quad m_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (4)$$

$$\text{Standardabweichung:} \quad s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln x_i - m_y)^2} \quad (5)$$

$$\text{Variationskoeffizient:} \quad V_y = \sqrt{e^{s_y^2} - 1} \quad (6)$$

- (28) Die Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck,is}$  und der charakteristischen Zugfestigkeit  $f_{ctk,is}$  erfolgt nach DIN EN 1990 ohne Vorinformation über den Variationskoeffizienten. Dieser

ist aus den Prüfergebnissen der Laborversuche zu bestimmen. Bei Zugrundelegung einer logarithmischen Normalverteilung berechnen sich die charakteristischen Werte  $X_k$  aus den Ergebnissen der Laborversuche nach DIN EN 1990 entsprechend der Gleichung 7.

$$X_k = \exp(m_y - k_n \cdot s_y) \quad (7)$$

Der Fraktilefaktor für charakteristische Werte  $k_n$  ist in Tabelle 5 enthalten.

Tabelle 5: Fraktilefaktor  $k_n$  in Abhängigkeit von der Probekörperanzahl (95%-Vertrauensintervall, Variationskoeffizient unbekannt)

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	30	100	∞
$k_n$	6,36	4,65	3,94	3,54	3,28	3,10	2,96	2,86	2,76	2,70	2,64	2,59	2,54	2,38	2,21	1,93	1,64

### 3.3.2 Betonstahl

- (1) Lage, Menge und Güte der eingelegten Betonstähle sind den Bestandsunterlagen zu entnehmen. Wenn keine eindeutige Identifizierung möglich ist oder keine aussagekräftigen Unterlagen vorliegen, sind unter Beachtung von (6) Materialkennwerte an entnommenen Proben experimentell zu ermitteln.
- (2) Die charakteristische Streckgrenze  $f_{yk}$  des Betonstahls kann in Abhängigkeit vom Herstellungsjahr und von der Herstellungsart nach Tabelle 6 und für zugelassene Betonformstähle nach Tabelle 7 angenommen werden.
- (3) Bei Bauwerken, die vor 1953 errichtet wurden und bei denen die Bemessung auf der Basis der Tabellen 6 bzw. 7 einen Auslastungsgrad größer 85 % ergibt, sind in den Untersuchungsstufen B und C zur Absicherung die charakteristischen Materialkennwerte an Materialproben zu verifizieren.
- (4) Wenn in den Unterlagen zulässige Spannungen „zul  $\sigma$ “ angegeben sind, kann der charakteristische Rechenwert  $f_{yk}$  auf der sicheren Seite auch mit der Beziehung  $f_{yk} = 1,6$  zul  $\sigma$  ermittelt werden.
- (5) Da die Gewinnung von Materialproben einen zerstörenden Eingriff darstellt und interessierende Bereiche oft nicht zugänglich sind, ist durch Vorbetrachtungen zu klären, ob die Tragfähigkeit nicht mit auf der sicheren Seite liegenden Annahmen nachgewiesen werden kann.
- (6) Die Anzahl der Proben ist so auszuwählen, dass die Ergebnisse als repräsentativ anzusehen sind. Fünf Proben einer Stahlsorte gelten als Mindestwert. Die Lage der Entnahmestellen ist durch statische Betrachtungen bauteilverträglich festzulegen und darf nicht zu einer Gefährdung der Tragfähigkeit führen. Bei Erfordernis sind die entnommenen Stäbe durch neu einzubauende Teile zu ersetzen.
- (7) Bei Werkstoffuntersuchungen sind folgende mechanische Eigenschaften zu bestimmen:
  - Streckgrenze,
  - Zugfestigkeit,
  - Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze,
  - Dehnung bei Höchstlast.

- (8) Zugversuche sind nach DIN EN ISO 6892-1 durchzuführen. Der charakteristische Rechenwert  $f_{yk}$  ist nach DIN EN 1990, Anhang D als 5%-Quantile zu bestimmen. Der Fraktilefaktor  $k_n$  ist analog zu Tabelle 5 in Abschnitt 3.3.1 anzupassen. Der Variationskoeffizient darf mit  $V_i = 0,10$  angesetzt werden.
- (9) Der Elastizitätsmodul kann bei allen Betonstählen mit  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$  angenommen werden.

Tabelle 6: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden

Betonstabstahl		Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze $f_{yk}$	Duktilitätsklasse nach EC 2
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	N/mm <sup>2</sup>	-
Glatte Rundstähle DIN 1000 DIN 1612 DIN 488	Schweißeisen	vor 1923	180	-
	Flusseisen, Flussstahl (Bauwerkseisen, Handelseisen)	vor 1925	220	B
	Flussstahl (Handelseisen: St 37, St 37.12, St 00.12)	1925-1943	220	B
	Betonstahlgruppe I	1943-1972	220	B
	BSt 220/340 GU	1972-1984	220	B
	Hochwertiger Baustahl St 48	1925-1932	290	B
	Hochwertiger Beton- und Baustahl St 52	1932-1943	340 <sup>1)</sup>	B
	Betonstahlgruppe IIa	1943-1972	340 <sup>1)</sup>	B
Glatte Rundstähle TGL 101-054 TGL 12530 TGL 33403	St A-0 Betonstahl I	1965-1985	220	B
	St A-I Betonstahl I	1965-1990	240	B
	St B-IV / St B-IV S	1972-1990	490	-
Betonrippenstähle DIN 488	BSt 420/500 RU (III)	1972-1984	420	B
	BSt 420/500 RK (III)			A
	BSt 420 S (III)	seit 1984	420	B
	BSt 420 S (III) verwunden			A
	BSt 500 S (IV)		500	B
	BSt 500 S (IV) verwunden			A
Betonrippenstähle TGL 101-054 TGL 12530 TGL 33403	St A-III	1965-1990	390	B
	St T-III	1976-1985	400	B
	St T-IV	1976-1990	490	B
	St B-IV RDP St B-IV S-RDP	1979-1990		-
Quergerippter Betonformstahl mit Zulassung von 1952: QUERI-Stahl Ilseder-Stahl NORI-Stahl	Betonstahlgruppe I	1952-1963	220	B
	Betonstahlgruppe IIa		340 <sup>1)</sup>	
	Betonstahlgruppe IIIa		400 <sup>2)</sup>	
	Betonstahlgruppe IVa		500	

Betonstabstahl		Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze $f_{yk}$	Duktilitätsklasse nach EC 2
Rippen-Torstahl	Betonstahlgruppe IIIb	1962-1972	400 <sup>2)</sup>	-
FILITON-Stahl	Betonstahlgruppe IIIb	1965-1969		
NORECK-Stahl	Betonstahlgruppe IIIb	1960-1967		
HI-BOND-A-Stahl	Betonstahlgruppe IIIa	1962-1973		B
DIROC-Stahl	Betonstahlgruppe IIIa	1964-1969		
Betonformstahl	BSSt 420/500 RUS BSSt 420/500 RTS	seit 1977	420	B
	BSSt 500/550 RU (IV)	1973-1984	500	B
	BSSt 500/550 RK (IV)			A
	BSSt 500/550 RUS	1976-1984	500	B
	BSSt 500/550 RTS			
GEWI-Stahl	BSSt 420/500 RU (III)	seit 1974	420	B
	BSSt 500 S (IV)	seit 1984	500	-

<sup>1)</sup> Erhöhung auf 360 N/mm<sup>2</sup> bei Stabdurchmessern  $\leq 18$  mm  
<sup>2)</sup> Erhöhung auf 420 N/mm<sup>2</sup> bei Stabdurchmessern  $\leq 18$  mm

Tabelle 7: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonformstählen mit Zulassung verschiedener Zeitperioden

Betonformstahl		Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze $f_{yk}$	Duktilitätsklasse nach EC 2
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	N/mm <sup>2</sup>	
Isteg-Stahl	min. St 37, durch Verwindung kaltverfestigt	1933-1942	340 <sup>1)</sup>	-
Drillwulst-Stahl	St 52	1937-1943	340 <sup>1)</sup>	B
	Betonstahlgruppe IIIa	1943-1956	340 <sup>1)</sup>	
Nocken-Stahl	St 52	1937-1943	340 <sup>1)</sup>	B
	Betonstahlgruppe IIIa	1943-1954	400 <sup>2)</sup>	
	Betonstahlgruppe IVa	1943-1956	500	
Torstahl	Torstahl 36/15	1938-1943	360	-
	Torstahl 40/10	1938-1943	400	
	Betonstahlgruppe IIIb	1943-1959	400 <sup>2)</sup>	
Stahl-Becker KG	Betonstahlgruppe IIIa	1964-1969	400 <sup>2)</sup>	B
Betonformstahl vom Ring	BSSt 500 WR (IV)	seit 1984	500	B
	BSSt 500 KR (IV)			A
Betonstahl in Ringen mit Sonderrippung	BSSt 500 WR	seit 1991	500	A

<sup>1)</sup> Erhöhung auf 360 N/mm<sup>2</sup> bei Stabdurchmesser  $\leq 18$  mm  
<sup>2)</sup> Erhöhung auf 420 N/mm<sup>2</sup> bei Stabdurchmesser  $\leq 18$  mm

### 3.3.3 Mauerwerk

- (1) In Untersuchungsstufe A können die für die statischen Nachweise erforderlichen Mauerwerkskennwerte den Bestandsunterlagen entnommen werden. Liegen keine genaueren Materialkennwerte vor, können diese anhand von Erfahrungswerten, auf der sicheren Seite liegend, abgeschätzt werden. Vergleichswerte sind in DIN EN 1996-3, Anhang NA.D enthalten.
- (2) In den Stufen B und C sind Materialuntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen Kennwerte an Prüfkörpern aus Mauersteinen und möglichst an Verbundprüfkörpern durchzuführen.
- (3) Bauwerksuntersuchung, Bohrkern- und Probenentnahme, Laboruntersuchungen sowie statistische Auswertung erfolgen analog Betonbauwerken gemäß 3.3.1.2.
- (4) Die Kennwerte für Ziegelmauerwerk werden entsprechend der Normenreihen DIN EN 772 sowie DIN EN 1052 ermittelt. Für Natursteinmauerwerk sind besondere Ansätze erforderlich.

### 3.3.4 Baugrund

- (1) Die charakteristischen Werte der für die statischen Berechnungen erforderlichen Bodenkenngrößen können in Untersuchungsstufe A dem Bestandswerk entnommen werden, sind jedoch mit den Forderungen und Definitionen der heutigen Standards entsprechend abzugleichen. Stehen Unterlagen nicht zur Verfügung, können bei bekannter Bodenschichtung zunächst geeignete Erfahrungswerte (z. B. nach EAU (2012)) herangezogen werden. Im Bericht ist anzugeben, auf welcher Basis die angesetzten Bodenkennwerte festgelegt wurden.
- (2) In den Stufen B und C sind zur Ermittlung der Bodenkenngrößen auf das konkrete Objekt angepasste Baugrunduntersuchungen durch einen Sachverständigen für Geotechnik gemäß DIN 4020 notwendig, deren Ergebnisse in einem geotechnischen Untersuchungsbericht (Baugrundgutachten) gemäß DIN EN 1997-1, Abschnitt 3.4 zusammenzustellen sind. Sofern bereits Ergebnisse von zurückliegenden Baugrunduntersuchungen vorliegen, können diese verwendet werden. Voraussetzung hierfür ist eine Auswertung bzw. Bewertung der Ergebnisse gemäß den heute geltenden Standards.

## 4 Statische Berechnungen

### 4.1 Stufen A und B

#### 4.1.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Bemessungssituationen

- (1) Für die Berechnungen an massiven Wasserbauwerken aus Beton oder Stahlbeton sind die Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit mit untenstehenden Ausnahmen aus folgenden Standards zu entnehmen:
  - Grenzzustände EQU, GEO2,  
GEO3, HYD, UPL:                   DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054
  - Grenzzustand STR:               DIN 19702 mit DIN EN 1992-1-1
  - Grenzzustand FAT:               DIN EN 1992-1-1
- (2) Für Konstruktionen aus Mauerwerk sind die Werte in DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-3 enthalten.
- (3) Teilweise abweichend von den genannten Normen sind bei den Nachweisen in den Grenzzuständen STR und GEO2 in der Untersuchungsstufe A die modifizierten Werte in Tabelle 8 zu verwenden.

Tabelle 8: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite für die Grenzzustände STR und GEO2 in der Untersuchungsstufe A

			Bemessungssituation		
			ständig	vorübergehend	außer-gewöhnlich
<b>Einwirkungen</b> $\gamma_F$	ständige Einwirkung allgemein	ungünstig	1,30	1,20	1,00
		günstig	1,00	1,00	
	aktiver Erddruck	ungünstig	1,30	1,20	
		günstig	1,00	1,00	
	Erdruhedruck	ungünstig	1,20	1,10	
		günstig	1,00	1,00	
	Wasserdruck als ständige Einwirkung	ungünstig	1,20	1,10	
		günstig	1,00	1,00	
	Wasserdruck als veränderliche Einwirkung	ungünstig	1,25	1,15	
		günstig	0,80	0,90	
<b>Widerstände</b>	Beton $\gamma_c$	1,40		1,20	
	Betonstahl $\gamma_s$	1,15 *)		1,00	

\*) für Betonstahl in Bauwerken, die nach 1943 errichtet wurden, kann in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation der modifizierte Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s = 1,1$  angesetzt werden.

- (4) In der Untersuchungsstufe B sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach Anlage 3 unter Berücksichtigung der zu ermittelnden statistischen Basisvariablen (Variationskoeffizient) genauer zu bestimmen. Sofern eine genauere Bestimmung nicht vorgenommen wird, können die Teilsicherheitsbeiwerte aus der Untersuchungsstufe A verwendet werden.
- (5) Folgende Voraussetzungen müssen bei Anwendung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte nach Absatz (3) erfüllt sein:
  - Es sind keine erkennbaren Schäden vorhanden, die sich tragfähigkeitsmindernd auswirken.
  - Am Tragwerk wurde über die gesamte Betriebszeit kein auffälliges Verhalten (außergewöhnliche Verformungen, Rissbildungen usw.) beobachtet.
  - Die Geometrie des Tragwerkes ist durch Bestandspläne belegt und durch Bauwerkserkundungen vor Ort ausreichend bestätigt.
  - Wasserstandshöhen und Grundwasserstände sind als charakteristische Werte gemäß DIN 19702 zu ermitteln.
- (6) Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind für quasi-ständige Lastkombinationen und ggf. für seltene (charakteristische) Situationen zu untersuchen.
- (7) Für den Ansatz von jahreszeitlichen Temperaturänderungen kann der quasi-ständige Wert der Temperaturänderung mit einem Beiwert  $\psi_2 = 0,5$  gebildet werden.

#### 4.1.2 Geotechnische Nachweise

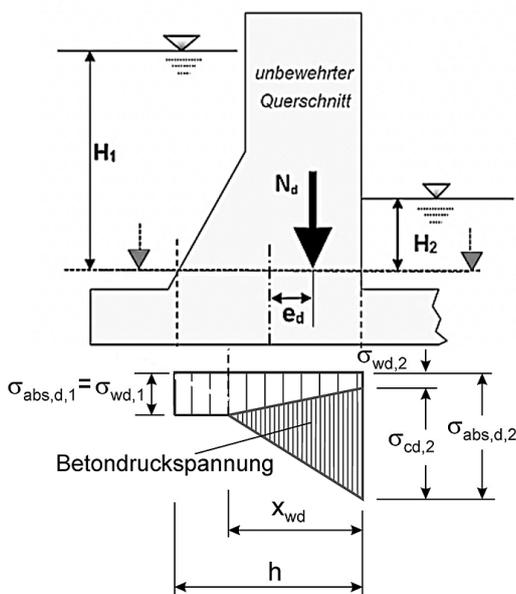
- (1) Die Nachweisführung erfolgt nach DIN EN 1997-1 und DIN 1054.
- (2) Der Nachweis ausreichender Gebrauchstauglichkeit wird durch Einhaltung von Grenzwerten für die Fugenklaffung im Sohlbereich unter charakteristischen Lasten nach DIN 1054, Abschnitt A 6.6.5 erbracht. Bei Gründung auf Fels darf außerdem die klaffende Fuge in der quasi-ständigen Situation die Querschnittshälfte nicht überschreiten. Weitere Nachweise, insbesondere Verformungsnachweise, sind bei entsprechend unauffälligem Erhaltungszustand des Bauwerks grundsätzlich nicht erforderlich.

#### 4.1.3 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei unbewehrten Querschnitten aus Beton oder Mauerwerk

- (1) Die Nachweise für Beton sind nach DIN EN 1992-1-1 zu führen. Dabei darf die Festigkeit des Betons ggf. auch die Normwerte der Tabelle 3 in DIN EN 1992-1-1 unterschreiten, vorausgesetzt, die zu untersuchenden Bauteile weisen keine großen Trennrisse oder anderweitigen Störungen auf, die eine monolithische Tragwirkung gefährden.
- (2) Die Nachweise für Mauerwerk erfolgen nach DIN EN 1996-1-1 nach dem „genaueren Verfahren“. Das „vereinfachte Verfahren“ nach DIN EN 1996-1-3 ist – mit Ausnahme der Nutzung der Tabellen für Mauerwerkskennwerte – nicht zulässig.
- (3) Muss bei beidseitig anstehendem Wasserdruck mit den Wasserdruckhöhen  $H_1$  und  $H_2$  (vgl. Bild 3) die Betondruckspannung  $\sigma_{cd}$  ermittelt werden, kann diese bei dreieckförmiger Verteilung in Ergänzung zu DIN 19702 aus der absoluten Spannung  $\sigma_{abs}$  nach folgenden Gleichungen abgeleitet werden:

$$\sigma_{cd,2} = \sigma_{abs,d,2} - \sigma_{wd,2}$$

$$\text{mit } \sigma_{abs,d,2} = \sigma_{wd,1} + \frac{4}{3} \cdot \frac{(N_d - h \cdot \sigma_{wd,1})^2}{h \cdot (N_d - h \cdot \sigma_{wd,1}) - 2 \cdot N_d \cdot e_d} \quad (8)$$



$x_{wd}$	Bemessungswert der Druckzonenhöhe unter Berücksichtigung des inneren Wasserdrucks
$H_1$	Wasserstand am geringer gedrückten Rand bzw. am Zugrand
$H_2$	Wasserstand am Druckrand
$e_d$	Lastausmitte infolge äußerer Bemessungslasten
$h$	Querschnittshöhe
$N_d$	resultierende Bemessungsnormalkraft infolge äußerer Lasten pro lfd. m
$\sigma_{wd,i}$	Bemessungswert des hydrostatischen Wasserdrucks aus $H_i$
$\sigma_{abs,d,i}$	Bemessungswert der absoluten Druckspannung im Bauteil
$\sigma_{cd,i}$	Bemessungswert der Betondruckspannung

Bild 3: Skizze zu Gl.8 mit dreieckförmig verteilter Druckspannung

Die wirksame Normalkraft im Querschnitt bei beidseitig anstehendem Wasserdruck kann bei Bedarf aus der Betondruckspannung  $\sigma_{cd}$  abgeleitet werden (vgl. auch Zusammenstellung in Anlage A1).

- (4) Beim Nachweis ausreichender Druckfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) kann bei klaffender Fuge von einer rechteckförmigen Druckspannungsverteilung ausgegangen werden. Die Ermittlung der entsprechenden Bemessungsdruckspannung  $\sigma_{cd}^*$  für die rechteckförmige Spannungsverteilung kann dann mit  $\sigma_{cd}^* = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{cd}$  entsprechend Bild 4 erfolgen. Eine nachfolgende Anpassung der Druckzonenhöhe bzw. des Riss- und Porenwasserdrucks mit Korrektur der Schnittgrößen ist nicht erforderlich.

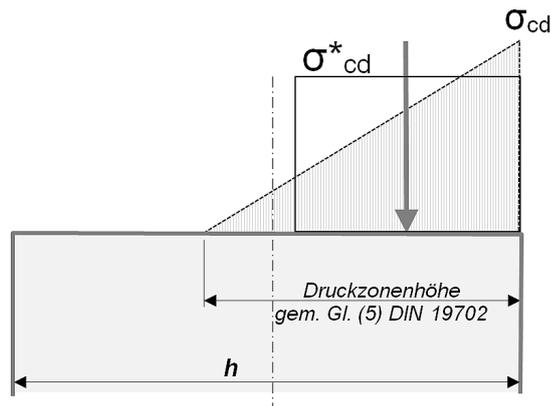


Bild 4: Rechnerische Spannungsverläufe im Bemessungsschnitt

- (5) Der Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit von Betonquerschnitten erfolgt auf Basis der Gleichungen in Abschnitt 12.6.3 der DIN EN 1992-1-1. Ein ggf. erforderlicher Ermüdungsnachweis kann ebenfalls mit den genannten Gleichungen auf Basis der Oberspannung erfolgen; die anzusetzende Betonzugfestigkeit ist dabei um 50 % zu reduzieren.

Bei direkter Auflagerung erfolgen die Nachweise im Abstand  $h/2$  vom Lager unter dort vorhandenen statischen Verhältnissen.

- (6) Bei Mauerwerk ist der Nachweis ausreichender Druckfestigkeit nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.1.2.1 zu führen. Der Abminderungsfaktor  $\Phi$  ist gemäß Abschnitt 6.1.2.2, (NA.3) Gl. NA.14 für in Wandrichtung beanspruchte Querschnitte auf der Grundlage eines rechteckförmigen Spannungsblocks zu ermitteln. Der Nachweis ausreichender Schubfestigkeit erfolgt nach Abschnitt 6.2 (NA.12), wobei für die Wandlänge  $l_{cal}$  die überdrückte Länge  $l_{c,lin}$  der Wandscheibe gemäß Gl. NA.20 auf der Grundlage einer dreieckförmigen Spannungsverteilung einzusetzen ist.
- (7) Die Gebrauchstauglichkeit (GZG) unbewehrter Querschnitte ist nachgewiesen, wenn in der quasi-ständigen Bemessungssituation eine Fugenklaffung  $k = h - x_{wd}$  maximal bis zur Hälfte des Querschnitts auftritt. Bei Betonquerschnitten ist zusätzlich in der seltenen (charakteristischen) Situation die Betondruckspannung auf 60 % der charakteristischen Festigkeit zu begrenzen. Bei Mauerwerk hingegen ist die Begrenzung der Randdehnung nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 7.2, NA.10 einzuhalten.

#### 4.1.4 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Stahlbetonquerschnitten

- (1) Bei Stahlbetonbauteilen unter Biegebelastung ist die in DIN 19702, Abschnitt 5.3.2.3.2 für einseitig bewehrte Querschnitte angegebene Gleichung zur Ermittlung der Zusatzbewehrung infolge inneren Wasserdrucks näherungsweise auch für beidseitig bewehrte Querschnitte anwendbar.
- (2) Beim Nachweis der Sicherheit hinsichtlich Materialermüdung ist zu beachten, dass der Ansatz von Riss- und Porenwasserdruck auf die zu ermittelnden Spannungsschwingbreiten ggf. auch günstig wirken kann; in diesen Fällen darf er nicht angesetzt werden.
- (3) Bei Ermüdungsnachweisen für ältere Betonstähle mit von der geltenden Norm abweichenden Festigkeiten sind zunächst die WÖHLER-Linien nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu verwenden. Wenn keine Angaben vorhanden sind, können für diese die Kennwerte der WÖHLER-Linie in DIN 1045-1 (2001) verwendet werden.
- (4) Die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung können alternativ zu DIN EN 1992-1-1, Gl. (6.2a) unter Beibehaltung des dortigen Sicherheitsformats nach fib Model Code 2010 (2012) Abschnitt 7.3.3.2 in der Stufe 2 (Level II Approximation) nach folgenden Gleichungen 9 bis 11 geführt werden:

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} \cdot \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon} \cdot \frac{1300}{1000 + k \cdot z} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot z \cdot b \quad (9)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left[ \frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} - N_{Ed} \cdot \left( 0,5 + \frac{\Delta e}{z} \right) \right] \quad (10)$$

$$k = \frac{32}{d_g + 16} \geq 0,75 \quad (11)$$

mit

$\varepsilon$	Dehnung in Richtung der Bauteilachse auf halber Höhe von $z$ (für negative Werte (Zug) gilt $\varepsilon = 0$ )
$M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}$	Bemessungsschnittgrößen (Druckkräfte positiv)
$b, z$	Querschnittsbreite und Hebelarm der inneren Kräfte in mm
$E_s, A_s$	E-Modul und Querschnitt der vorhandenen Biegezugbewehrung
$\Delta e$	Lastexzentrizität bez. $z/2$ , negativ, falls Halbierende des Hebelarms $z$ zwischen Druckzone und Schwerachse liegt (vgl. MC 2010, Fig. 7.3-9)
$d_g$	Größtkorndurchmesser in mm
$f_{ck}$	Betonnennfestigkeit in $N/mm^2$

Die Bezeichnungen entsprechen weitgehend DIN EN 1992-1-1; hinsichtlich der geometrischen Größen und der Anwendungsbedingungen ist der fib Model Code 2010 zu beachten.

Unabhängig vom gewählten Nachweisformat ist in der Untersuchungsstufe B die anzusetzende Betondruckfestigkeit als fiktiver Wert über die Beziehung  $f_{ck} = 10,4 \cdot f_{ctk,0,05}^{\frac{3}{2}}$  von der im Rahmen der Betonuntersuchungen ermittelten Zugfestigkeit bzw. Spaltzugfestigkeit abzuleiten.

- (5) Bei glatten Betonstählen und Betonformstählen ist beim Nachweis der Endverankerung die im Vergleich mit geripptem Stahl geringere Verbundspannung bei guten Verbundbedingungen nach der Formel  $f_{bd} = 0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{1}{\gamma_C}$  zu ermitteln. Bei mäßigen Verbundbedingungen sind die somit ermittelten Verbundspannungen mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren. Bei nicht vorwiegend ruhender Belastung sind die Verbundspannungen um den Faktor 0,85 zu mindern. Die günstige Wirkung von Endhaken kann beim Nachweis der Verankerung berücksichtigt werden.
- (6) Die Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken aus Stahlbeton ist gegeben, wenn Verformungen unauffällig sind und die Breite vorhandener Risse die zulässigen Werte nicht oder nur unwesentlich überschreitet, so dass kein Korrosionsrisiko für die Bewehrung besteht. Als Grenzwert bei üblicher Korrosionsbeanspruchung ohne Chlorideintrag sollte an den betreffenden Teilen von einer Rissbreite an der Betonoberfläche von 0,4 mm ausgegangen werden.
- (7) Ist die Oberfläche hoch ausgelasteter Stahlbetonbauteile (Auslastungsgrad der Biegezugbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit über 85 %) nicht einsehbar und ist mit intensiver Korrosionsbeanspruchung zu rechnen, müssen die Rissbreiten rechnerisch ermittelt werden. Maßgebend hierfür sind die Lastbilder in der quasi-ständigen Bemessungssituation. Die Berücksichtigung von Riss- und Porenwasserdruck ist hier nicht erforderlich. Als Grenzwerte für die rechnerischen Rissbreiten ist  $w_{max} = 0,3$  mm anzusetzen.
- (8) Bei Bauteilen mit glattem Betonstahl ist beim Rissbreitennachweis der maximale Rissabstand  $s_{r,max}$  im Vergleich mit geripptem Stahl um 50 % zu vergrößern.

## 4.2 Untersuchungen in Stufe C

### 4.2.1 Nichtlineare Systemtraglastanalyse

- (1) Unter nichtlinearer Systemtraglastanalyse wird im Weiteren vereinfachend eine statische Analyse zur Tragfähigkeit eines Tragsystems verstanden, bei der sowohl die Ermittlung der Beanspruchungen als auch der Vergleich mit den Werten der Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung von Rissbildung und Plastifizierung innerhalb eines geschlossenen Modells erfolgen.
- (2) Stahlbetonkonstruktionen sind grundsätzlich auf der Basis des  $\gamma_R$ -Verfahrens gemäß DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 5.7 zu berechnen. Die Teilsicherheitsbeiwerte können in Anlehnung an die Untersuchungsstufe B angesetzt werden.
- (3) Bei unbewehrten Tragwerken aus Beton oder Mauerwerk ist die Aufstellung eines angepassten Sicherheitsformats auf der Basis von DIN EN 1990 erforderlich.
- (4) Die statischen Modelle für eine nichtlineare Systemtraglastanalyse sind immer anhand gemessener Tragwerksreaktionen zu kalibrieren. Hierzu können Werte aus Verformungsmessungen unter bekannter Laständerung verwendet werden.
- (5) Im Rahmen der Analyse ist immer eine Plausibilisierung der Berechnungsergebnisse erforderlich. Diese Plausibilisierung kann durch Vergleichsrechnung an unabhängigen statischen Modellen mit alternativen FEM-Programmen, Gegenüberstellung von rechnerischen Rissbildern mit denen in situ o. ä. erfolgen.
- (6) Die Ergebnisse sind unter besonderer Einbeziehung der Annahmen und Ansätze bei der statischen Modellierung sowie deren Intensität der Ergebnisbeeinflussung gutachterlich zu bewerten.

#### 4.2.2 Probabilistische Tragwerksanalyse

- (1) Die probabilistische Tragwerksanalyse stellt eine Verfeinerung des Konzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten, vgl. 4.1.1, und eine Ergänzung von höherwertigen mechanischen Nachweisverfahren, vgl. 4.2.1, dar. Sie kann in Einzelfällen angewendet werden, wenn sich damit ein Grenzbereich der Zuverlässigkeit besser erschließen lässt oder weitergehend eine Risikoanalyse gemäß Abschnitt 4.2.4 angestrebt wird.
- (2) Bei der probabilistischen Analyse wird die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  für eine betrachtete Versagensart und einen bestimmten Bezugszeitraum direkt ermittelt und mit einer zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit verglichen. In erster Näherung können dabei operative Versagenswahrscheinlichkeiten als zulässige Wahrscheinlichkeiten herangezogen werden.
- (3) Voraussetzung für eine probabilistische Analyse sind ausreichende Kenntnisse der Basisvariablen (Verteilung, Kennwerte) für:
  - Einwirkungen,
  - Stoffeigenschaften,
  - Geometrien,
  - Modellunsicherheiten

durch Messungen vor Ort oder durch den Beleg einer Allgemeingültigkeit (z. B. aus Literatur, vgl. Spaethe (1992), JCSS (2001)), wobei die Zeitabhängigkeit zu berücksichtigen ist. Wenn in Einzelfällen eine Basisvariable geschätzt werden muss, so ist die Schätzung durch Sensitivitätsbetrachtungen abzusichern.

#### 4.2.3 Experimentelle Tragfähigkeitsnachweise

- (1) Ein experimenteller Tragfähigkeitsnachweis erfolgt durch die messtechnische Ermittlung maßgebender statischer Beanspruchungen am maßgebenden Bauteil unter definierter und kontrollierbarer Belastung mit anschließendem Vergleich mit zulässigen Werten. Experimentelle Nachweise sind dann sinnvoll, wenn eine Identifikation statischer Modellgrößen und Randbedingungen (Einspanngrade, Verbundverhalten, Parameterstreuung usw.) nicht zuverlässig möglich ist und deshalb hierfür bei einer rein rechnerischen Analyse entsprechend große Reserven anzusetzen sind.
- (2) Grundlage zur Führung experimenteller Tragfähigkeitsnachweise sind DIN EN 1990, Abschnitt 5.2 und die DAfStb-Richtlinie (2000).
- (3) Untersuchungen in situ zur Kalibrierung statischer Modelle (vgl. 4.2.1 (4)) sowie die Beobachtungsmethode nach Abschnitt 2.7 in DIN EN 1997-1 stellen keine experimentellen Tragfähigkeitsnachweise dar.
- (4) Voraussetzung zur Durchführung experimenteller Tragfähigkeitsnachweise ist die Sicherstellung einer schadensfreien Versuchsdurchführung, so dass weder Tragfähigkeit noch Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt werden.
- (5) Im Vorfeld der experimentellen Nachweisführung sind immer entsprechende statische Berechnungen zur Ermittlung der rechnerischen Tragwerksauslastung vorzunehmen. Die Teilsicherheitsbeiwerte können in Anlehnung an die Untersuchungsstufe B angesetzt werden.
- (6) Vor Beginn der Untersuchungen ist ein Untersuchungsprogramm aufzustellen. Die Durchführung ist zu protokollieren; Ergebnisse sind mit den rechnerischen Untersuchungen zu vergleichen, zu bewerten und zu dokumentieren.

#### 4.2.4 Risikoanalyse

- (1) Die Risikoanalyse erfolgt unter Einbeziehung der beiden Komponenten Versagenswahrscheinlichkeit und Schadensausmaß (Gefährdungspotential) und enthält eine anschließende Beurteilung der Akzeptanz des Risikos.
- (2) Die Versagenswahrscheinlichkeit ist unter Einbeziehung mindestens folgender Größen zu ermitteln:
  - statische Auslastung des Tragsystems (Zuverlässigkeit, Auslastungsgrade),
  - Qualität der Identifikation statischer Modellgrößen und Randbedingungen (Zuverlässigkeit der statischen Modellierung),
  - Versagensart (Ankündigungsverhalten, Duktilität),
  - Robustheit des Tragwerks,
  - Erhaltungszustand des Tragwerks,
  - Anlagenbetrieb und -überwachung (Inspektionsplan).
- (3) Bei der Ermittlung des Gefährdungspotentials sollten mindestens die Anlagengröße, die betriebliche Auslastung, die Lage im regionalen Raum und ggf. zugewiesene Sekundärfunktionen (Wasserbewirtschaftung, Tourismus etc.) mit den entsprechenden Auswirkungen im Schadensfall auf Leib und Leben sowie entstehende Sach- und Umweltschäden Berücksichtigung finden.

### 5 Kompensation von Sicherheitsdefiziten

- (1) Kann in den statischen Untersuchungen keine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden, ist unter den nachfolgend vorgegebenen Bedingungen bei Einleitung entsprechender Kompensationsmaßnahmen eine weitere verkehrliche Nutzung des Bauwerks möglich. Dabei kann zwischen betriebsbeschränkenden Kompensationsmaßnahmen und kompensierenden Überwachungsmaßnahmen am Tragwerk unterschieden werden.
- (2) Zu den betriebsbeschränkenden Maßnahmen gehören vorrangig verkehrsbeschränkende Maßnahmen, wie z. B. eine Reduzierung von Verkehrs- bzw. Nutzlasten, Fahrgeschwindigkeiten etc. oder eine Begrenzung von Wasserständen.
- (3) Zu den kompensierenden Überwachungsmaßnahmen gehören die Einrichtung permanenter Kontrollmechanismen (z. B. Monitoringsysteme) oder unter besonderen Umständen die Ergreifung zusätzlicher Maßnahmen der Bauwerksprüfung nach VV-WSV 2101, ggf. in Kombination mit ergänzenden Überwachungsmessungen nach VV-WSV 2602.
- (4) Kompensierende Überwachungsmaßnahmen dürfen nur dann angewendet werden, wenn ein ausreichend duktileres Tragwerksverhalten mit angemessener Vorankündigung bei eintretendem Bauteilversagen gegeben ist.
- (5) Vor der Umsetzung von Kompensationsmaßnahmen ist ein entsprechendes Konzept auszuarbeiten, zu dokumentieren und mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde abzustimmen. Das Konzept muss auch Hinweise enthalten, wie im Fall von Grenzwertüberschreitungen oder anderweitigen Abweichungen zu reagieren ist (Aktionsplan).

## Literatur

- Bindseil, P., Schmitt, M. (2002): Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. CD-ROM (Software), Verlag für Bauwesen.
- DAfStb (2012): Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und NA und Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1.
- Krätzig, W.B., Harte, R., Petryna, Y. (2007): Robustheit von Tragwerken - ein vergessenes Entwurfsziel?. Bautechnik, 84, Heft 5.
- Kunz, C. (2014): Ein Beitrag zum Teilsicherheitsbeiwert für Wasserdruck. Bautechnik 91, Heft 5.
- Kunz, C. (2015): Ein Konzept für Teilsicherheitsbeiwerte für bestehende Wasserbauwerke. Bautechnik 92, Heft 8.
- Kunz, C., Stauder, F. (2013): Sicherheitskonzept für bestehende Wasserbauwerke. Bautechnik-Tag 2013, Hamburg.
- Lieckfeldt, H. (1898): Die Standfestigkeit von Staumauern mit offenen Lagerfugen. Centralblatt der Bauverwaltung 18.
- Loch, M., Stauder, F., Schnell, J. (2011): Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeiten in Bestandstragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 12.
- Maniak, U. (2005): Hydrologie und Wasserwirtschaft. 5. Auflage, Springer-Verlag, 2005.
- Müllers, I. (2007): Zur Robustheit im Hochbau. Stützensausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke. Dissertation, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion -IBK- (Herausgeber).
- Odenwald, B. (2012): Ansatz von Einwirkungen aus Grund- und Oberflächenwasser nach neuen Normen. Vortrag Bauen im Boden und Fels, Techn. Akademie Esslingen.
- Pötzl, M. (1996): Robuste Tragwerke – Vorschläge zu Entwurf und Konstruktion. Bauingenieur 71.
- Spaethe, G. (1992): Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Wien: Springer-Verlag.
- Tue, N.V., Teiler, W., Thung, N.D. (2013): Entwicklung eines mechanisch konsistenten Modells für die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Forschungsbericht, TU Graz / BAW.

## Bezugsregelwerke

BAW (2007): Bericht A395.101.10125-2: Konzeption zum statischen Nachweis der Systemtraglast der Schleusen am Main-Donau-Kanal auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze – NiTra. vom 29.09.2007 (unveröffentlicht).

BAW (2014): FuE-Bericht A39510070001-01: Sicherheitstheoretische Studien für bestehende Wasserbauwerke. (Teil-Bericht, unveröffentlicht), Dezember 2014.

BAW-Merkblatt (2010): Bauwerksinspektion.

BAW-Merkblatt (2011a): Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken.

BAW-Merkblatt (2011b): Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD).

BAW-Merkblatt (2012): Bohrkernentnahme.

BAW-Brief Nr. 4 (2012): Gefährdung von Schleusen aus Stahlbeton infolge Materialermüdung und besondere Hinweise für die Bauwerksprüfung.

DAfStb-Richtlinie (2000): Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin.

Deutscher Beton- und Bautechnikverein (2013): Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile. Merkblatt.

DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 1054:2010-12: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 4020:2010-12: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 4048-1:1987-01: Wasserbau; Begriffe, Stauanlagen. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 4054:1977-09: Verkehrswasserbau; Begriffe. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 19702:2013-02: Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 19703:2014-06: Schleusen der Binnenschifffahrtsstraßen – Grundsätze für Abmessungen und Ausrüstung. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 31051:2012-09: Grundlagen der Instandhaltung. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

- DIN 53804-1:2002-04: Statistische Auswertung - Teil 1: Kontinuierliche Merkmale. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 772:2011-07: Prüfverfahren für Mauersteine. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1052:1998-12: Prüfverfahren für Mauerwerk. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1992-1-1:2013-04: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1996-1-1:2012-05: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1996-3:2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerkskonstruktionen. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1996-3/NA:2013-02: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerkskonstruktionen. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1997-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 12390-3 Berichtigung 1:2011-11: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 13791:2008-05: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN ISO 6892-1:2014-06: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2009). Beuth Verlag GmbH, Berlin.

- DIN EN ISO 15630-1:2011-02: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2010). Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen (EAU). Verlag Ernst & Sohn.
- ISO 13824:2009-11: Berechnungsgrundlagen für Bauten - Allgemeine Risikobewertung von Systemen. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- JCSS (2011): Joint Committee of Structural Engineering: Probabilistic Model Code. Zürich.
- Model Code 2010 (2012): fib Model Code for Concrete Structures. International Federation for Structural Concrete, Zürich.
- Nachrechnungsrichtlinie (2011): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- PIANC (2015): Report n° 140-2015 - Semiprobabilistic design concept for inland hydraulic structures. PIANC InCom, Brussels.
- TR-W (2014): Technisches Regelwerk – Wasserstraßen. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.
- TRANS/SC 3/R.153: Classification of European Inland Waterways. UNECE-Resolution Nr. 30 vom 12.11.1992.
- UIC-Kodex 778–3 (2011): Empfehlungen für die Inspektion, Bewertung und Instandhaltung von Gewölbebrücken aus Mauerwerk. Internationaler Eisenbahnverband.
- VV-WSV 2101 (2010): Bauwerksinspektion. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- VV-WSV 2116 (2013): Baubestandswerk. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- VV-WSV 2602 (2012): Ingenieurvermessung im Bauwesen. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- ZTV-W LB 219 (2013): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219). Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.



# Anlage 1

## Erläuterungen zu den Vorgaben und Regelungen des Merkblattes

### Inhaltsverzeichnis

zu 1	Vorbemerkung und Anwendungsbereich	A1-2
zu 2	Allgemeines	A1-2
zu 2.2	Besonderheiten bei Wasserbauwerken	A1-2
zu 2.3	Vorgehen, Untersuchungsstufen, Anforderungen	A1-3
zu 3	Grundlagen und Ausgangsbasis	A1-4
zu 3.1	Bestandsaufnahme	A1-4
zu 3.1.1	Bestandsunterlagen	A1-4
zu 3.1.2	Ergebnisse der Bauwerksprüfung	A1-4
zu 3.1.3	Messungen	A1-5
zu 3.2	Einwirkungen	A1-5
zu 3.2.1	Ständige Einwirkungen	A1-5
zu 3.2.2	Veränderliche Einwirkungen	A1-5
zu 3.2.3	Außergewöhnliche Einwirkungen	A1-8
zu 3.3	Baustoffe	A1-8
zu 3.3.1	Beton	A1-8
zu 3.3.1.1	Materialkennwerte in Untersuchungsstufe A	A1-8
zu 3.3.1.2	Kennwertermittlung und Untersuchung des Bauwerksaufbaus in den Untersuchungsstufen B und C	A1-9
zu 3.3.2	Betonstahl	A1-11
zu 3.3.3	Mauerwerk	A1-12
zu 4	Statische Berechnungen	A1-12
zu 4.1	Stufen A und B	A1-12
zu 4.1.1	Teilsicherheitsbeiwerte und Bemessungssituationen	A1-12
zu 4.1.2	Geotechnische Nachweise	A1-13
zu 4.1.3	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei unbewehrten Querschnitten	A1-14
zu 4.1.4	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Stahlbetonquerschnitten	A1-18
zu 4.2	Untersuchungen in Stufe C	A1-20
zu 4.2.1	Nichtlineare Systemtraglastanalyse	A1-20
zu 4.2.2	Probabilistische Tragwerksanalyse	A1-20
zu 5	Kompensation von Sicherheitsdefiziten	A1-20

## zu 1 Vorbemerkung und Anwendungsbereich

Hauptinhalt des Merkblatts sind Empfehlungen und Hinweise zur Ermittlung der Standsicherheit bzw. Tragfähigkeit bestehender Wasserbauwerke aus Beton, Stahlbeton oder Mauerwerk auf der Basis aktualisierter Bestandsdaten und vorgenommener Modifizierungen am Nachweis- und Sicherheitsformat. Die Nachweisführung erfolgt grundsätzlich auf der Basis der eingeführten Normen und des vorgegebenen Teilsicherheitskonzepts. Die dort enthaltenen allgemeingültigen Teilsicherheitsbeiwerte wurden allerdings anhand der Erfahrungen im Hoch- und Brückenbau auf empirischer Grundlage gemäß DIN EN 1990, Anhang C, C.4 (4) abgeleitet. Spezielle Erfahrungen aus dem Wasserbau fanden keine bzw. nur vereinzelt Berücksichtigung. Modifizierungen bei den Sicherheitsformaten sind deshalb möglich, weil bei schadensfrei bestehenden Tragsystemen u. a. eine Berücksichtigung der spezifischen Verhältnisse bei Wasserbauten erfolgen kann, mehr Informationen zum Bauwerk vorliegen und die fehlerkritische Phase der Bauausführung bzw. der ersten Nutzungsjahre überstanden ist (vgl. auch Deutscher Beton- und Bau-technikverein (2013)).

## zu 2 Allgemeines

### zu 2.2 Besonderheiten bei Wasserbauwerken

zu (1)

Die Bausubstanz im Verkehrswasserbau in Deutschland zeichnet sich durch eine Vielfalt der – zum Teil veralteten - Bauweisen und ein relativ hohes Durchschnittsalter aus. Zusammen mit den im Wasserbau typischen Einwirkungen und den hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit ergeben sich hieraus einige Besonderheiten, die bei der Untersuchung der Standsicherheit solcher Anlagen zu beachten sind. So ist die Bauweise geprägt durch Tragwerksformen mit sehr gedrungenen Querschnitten und großen Bauteildicken. Weite Bereiche des Tragwerks entsprechen damit Diskontinuitätsbereichen im Sinne von DIN EN 1992-1-1; d. h. die statischen Annahmen der Balkentheorie nach BERNOULLI (eben bleibende Querschnitte etc.) treffen nicht mehr ausreichend zu. Viele Nachweisformate in den Standards und Normen gehen jedoch weitgehend von einer Betrachtung auf Querschnittsebene mit eben bleibenden Querschnitten aus. Eine statische Modellierung der Tragsysteme an Wasserbauten mit üblichen Stabwerken ist dementsprechend sehr grob und kann deshalb häufig nur der erste Schritt bei der statischen Untersuchung sein. Oft ist es sinnvoll oder erforderlich, solche Systeme auf der Basis von FEM-Scheibenmodellen darzustellen. Ferner führt bei einigen Bauteilen (z. B. Schleusenhäupter, Wehrpfeiler) selbst eine zweidimensionale Betrachtung zu sehr konservativen Ergebnissen, so dass erst mit einer räumlichen Modellierung (Schalen- oder Volumenelemente) realitätsnahe Nachweise geführt werden können.

zu (2)

Bei Biegebeanspruchung garantiert die Einhaltung des Mindestbewehrungskriteriums nach DIN 19702, Abschnitt 7.3 – im Gegensatz zur Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 – grundsätzlich kein duktilen Verhalten des Stahlbetonquerschnitts.

Querkraftversagen erfolgt im Allgemeinen spröde, praktisch ohne Vorankündigung. Bei Wasserbauwerken können jedoch unter bestimmten Umständen (geringe Schubslankheit, stetige Flächenlasten) nach der kritischen Schubrissbildung durch Lastumlagerungsmöglichkeiten im Bauteil (z. B. Sprengwerkbildung) merkliche Verformungen mit entsprechender Vorankündigung auftreten.

zu (3)

Die Lastkombinationen an massiven Wasserbauwerken werden durch die ständigen Einwirkungen infolge Eigengewicht und Erddruck sowie hydrostatisch wirkenden Wasserdruck, der auch im Riss- und Porengefüge der Massivbauteile wirkt, dominiert. Bei Schiffsschleusen ist jedoch zu beachten, dass durch die Schleusungsvorgänge im Regelbetrieb Wechsel- oder Schwellbeanspruchungen im Material mit teilweise hohen rechnerischen Spannungsschwingbreiten entstehen. Gefährdet sind besonders Stahlbetonkonstruktionen aus Betonrippenstahl mit Streckgrenzen ab  $420 \text{ N/mm}^2$  (vgl. BAW-Brief Nr.4 (2012)). Da die Lastspielzahlen meist nicht im Dauerfestigkeitsbereich liegen, ist es oft sinnvoll, im Rahmen der Berechnungen Betriebsfestigkeitsnachweise zu führen. Dabei ist Materialermüdung hinsichtlich Querkraft-, Betondruck- und Bewehrungsstahlzugbeanspruchung zu untersuchen. Die Stahlermüdung besitzt dabei aufgrund der fehlenden Vorankündigung im Versagensfall besondere Bedeutung.

zu (4)

Bei den Baustoffen im Massivbaubereich dominiert Beton, bei den älteren Bauwerken oft unbewehrt. Der Beton besitzt häufig Eigenschaften von Massenbeton mit von der Norm abweichenden Festigkeitsverhältnissen. Nur die besonders alten Anlagen bestehen noch aus Ziegel- oder Natursteinmauerwerk, teilweise in Kombination mit Holzelementen im Gründungsbereich. Bestehendes Ziegelmauerwerk an Wasserbauten ist i. d. R. durch vermörtelte Stoßfugen und ausreichende Überbindemaße gekennzeichnet. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen und aufgrund der besonderen Beanspruchung durch Frost bzw. der Forderung nach Wasserundurchlässigkeit wurden die Querschnitte bei den älteren Bauwerken nicht selten in Zonen aufgebaut, so dass an den Oberflächen haltbareres Material (früher Verklinkerungen, danach höherwertige Betonrezepturen, häufig auch Putzschichten) zur Anwendung kam (weiteres hierzu vgl. Erläuterungen zu 3.3.1). Diese zonierte Bauweise führt mitunter zu gerichteten Rissstrukturen, Schalenbildung etc., wodurch die Wirkung des Gesamtquerschnitts als Monolith beeinträchtigt sein kann. Bei der Materialuntersuchung inkl. Beprobung und ggf. auch bei der statischen Modellierung ist dieser Sachverhalt entsprechend zu berücksichtigen.

## zu 2.3 Vorgehen, Untersuchungsstufen, Anforderungen

zu (1)

Bei der Bewertung von Bestandsbauwerken sind folgende Aspekte zu beachten:

- die seinerzeitigen Regelungen und Vorschriften (Einwirkungen, Werkstoffe, Konstruktion und Ausführung),
- die zur Bauzeit gängigen Methoden der statischen Bemessung und Modellierung,
- der aktuelle Erhaltungszustand der Bauwerke,
- die bisher in der Praxis gesammelten Erfahrungen beim Umgang mit bestehenden Bauwerken etc.

Erst aus der Gesamtheit aller gewonnenen Erkenntnisse kann ein zutreffendes Urteil für das betrachtete Einzelbauwerk abgegeben werden.

Wesentliche Schritte bei der Untersuchung sind Bestandsaufnahmen vor Ort, Baustoff- und Bodenuntersuchungen, geodätische, hydrologische und anderweitige Messungen, statische Berechnungen und zusammenfassende Bewertungen. Um das Vorgehen zu strukturieren und den Aufwand zu reduzieren, wird die Anwendung eines abgestuften Verfahrens mit zunehmender Bearbeitungstiefe empfohlen. Wenn in der Untersuchungsstufe A bzw. B ein ausreichend aussagekräftiges Ergebnis erzielt wird, kann auf weitere Schritte in der jeweils nächstfolgenden Stufe verzichtet und die Untersuchung beendet werden. Die fachliche Koordinierung der verschiedenen technischen Untersuchungen, die Zusammenführung und

Kontrolle der Ergebnisse erfolgt zweckmäßigerweise durch den mit der Führung der statischen Nachweise betrauten Tragwerksplaner.

Die statische Untersuchung und Bewertung bestehender Tragwerke erfordern in der Regel im Vergleich zur Neubauplanung einen höheren Bearbeitungsaufwand.

zu (3)

Der Auslastungsgrad ist grundsätzlich definiert als Verhältnis aus Beanspruchung  $E_d$  (vorhandener Wert) und Widerstand  $R_d$  (zulässiger Wert). Das gilt auch für den Auslastungsgrad bezüglich der zulässigen Fugenklaffung beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei unbewehrten Querschnitten. Hier ergibt sich der entsprechende Auslastungsgrad aus dem Verhältnis aus vorhandener und zulässiger Fugenklaffung  $k$  nach Bild A1-8. Bei der Biegebeanspruchung an Stahlbetonbauteilen ist der Auslastungsgrad aus dem Verhältnis der erforderlichen zur vorhanden Biegebewehrung zu bilden.

## **zu 3 Grundlagen und Ausgangsbasis**

### **zu 3.1 Bestandsaufnahme**

#### **zu 3.1.1 Bestandsunterlagen**

Das Baubestandswerk nach VV-WSV 2116 (2014) wird von den zuständigen Wasserstraßen- und Schifffahrtsämtern geführt bzw. aktualisiert und sollte alle wesentlichen Unterlagen, die den Istzustand der Bauwerke beschreiben, enthalten. Dazu gehören an erster Stelle Bestandspläne, geprüfte technische Berechnungen (Bestandsstatik) und weitere allgemeine Unterlagen, wie Protokolle der Bauwerksinspektion und Messwertezusammenstellungen aus der messtechnischen Überwachung der Anlagen (vgl. Abschnitt 3.1.2 und 3.1.3). Von besonderer Bedeutung sind die Bestandspläne als zeichnerische Bauwerksdokumentation, deren Übereinstimmung mit der Bauausführung bauaufsichtlich bestätigt wurde (Übereinstimmungsvermerk), da diese die Basis für jegliche statische Modellierung bilden. Für die Vorhaltung des Baubestandswerkes sind die Wasserstraßen- und Schifffahrtsämter zuständig, die Unterlagen werden zentral im IT-System DVtU (Digitale Verwaltung technischer Unterlagen) durch das DLZ-IT gespeichert. Ggf. kann auf Sekundärdaten aus der Fachliteratur (z. B. Ernst & Sohn- Zeitschriften „Zentralblatt der Bauverwaltung“, herausgegeben vom preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten von 1880 bis 1931 oder „Bautechnik“ u. a.) zurückgegriffen werden.

#### **zu 3.1.2 Ergebnisse der Bauwerksprüfung**

Die Bauwerksprüfungen und -überwachungen erfolgen im Rahmen der Bauwerksinspektion nach VV-WSV 2101 (2010), in deren Ergebnis Inspektionsberichte zum jeweiligen Bauwerk zu verfassen sind. Die Inspektionsberichte sind Bestandteil der Bauwerksinspektionsakte, die im zuständigen Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt zu führen ist; sie gehen in das Baubestandswerk ein. Aus den Inspektionsberichten werden unter Beachtung von Instandsetzungsmaßnahmen aktuelle Zustandsberichte generiert, die vom zuständigen Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt abgerufen werden können. In den Berichten werden festgestellte Schäden dokumentiert und den Schadensklassen 1 bis 4 zugeordnet (vgl. auch BAW-Merkblatt (2011a)). Da die Schadensklassen nur sichtbare Schäden berücksichtigen sowie integral aufgebaut sind und auch von standsicherheitsunabhängigen Faktoren abhängen, kann hiervon nicht direkt auf die Tragfähigkeit geschlossen werden. Dementsprechend sind im Rahmen der Standsicherheitsuntersuchung die Zustandsberichte auszuwerten und standsicherheitsbestimmende Aussagen innerhalb der

einzelnen Schadensklassifizierungen herauszuarbeiten. Die vorhandenen Schadensbilder können Einfluss haben auf:

- die Konzeption der Untersuchungsprogramme für Mauerwerk, Beton oder Boden (Lage Bohrsatzpunkte, Untersuchungsumfang etc.),
- die Tragwerksmodellierung (Beeinträchtigung der monolithischen Wirkung unbewehrter Betonquerschnitte infolge Trennrissbildung, reduzierte Abmessungen infolge Betonabtrags, Bewehrungskorrosion etc.),
- eine erforderliche Kalibrierung der statischen Modelle, besonders bei Untersuchungen in Stufe C,
- eine ggf. durchzuführende Risikobewertung nach Abschnitt 4.2.4.

### zu 3.1.3 Messungen

Im Rahmen der Bauwerksinspektion sind gemäß Verwaltungsvorschrift VV-WSV 2602 (2012) an jedem Bauwerk der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung periodische Ingenieurvermessungen zur Überwachung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit vorzunehmen (Inspektionsvermessungen auf der Basis formaler Messprogramme). In der Regel handelt es sich dabei um geodätische Lage- und Höhenmessungen, deren Ergebnisse in unterschiedlicher Form und Qualität vorliegen. Ferner kann häufig auf die Ergebnisse von Wasser- und Grundwasserstands- bzw. Sickerwassermengenmessungen zurückgegriffen werden. Bei der Untersuchung der Standsicherheit sind diese Messergebnisse zusammenzustellen, auszuwerten und bei Eignung mit zu berücksichtigen. Ggf. kann es erforderlich sein, den Datenbestand durch ergänzende Messungen zu vervollständigen und Extrapolationen vorzunehmen. Ziel der Auswertung der Inspektionsmessungen ist es, vor allem Angaben zum Verformungsverhalten des Tragwerks zu erhalten, um damit einerseits eine widerspruchsfreie statische Modellierung inkl. Lastansätze zu ermöglichen, andererseits die Funktionsfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu beurteilen.

## zu 3.2 Einwirkungen

Der erforderliche Aufwand zur Bestimmung der charakteristischen Werte der Einwirkungen ist abhängig von der maßgeblichen Untersuchungsstufe gemäß Abschnitt 2.3. Für die Ermittlung der charakteristischen Werte der Einwirkungen gilt grundsätzlich DIN 19702, sofern hier nichts anderes vorgegeben ist. Es ist zu beachten, dass die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungen aus Erd- und Wasserdruck im Einzelfall zu Bemessungswerten führen kann, die nicht plausibel oder physikalisch unmöglich sind. In solchen Fällen sind besondere Überlegungen unter Einbeziehung der vorhandenen Situation am konkreten Tragwerk erforderlich.

### zu 3.2.1 Ständige Einwirkungen

#### zu Erddruck

zu (3)

Für die meisten Tragstrukturen liegt der anzusetzende Erddruck zwischen den Grenzwerten aktiver Erddruck und Erdruhedruck. Für eine Risikobewertung ist es oft sinnvoll, alternative Berechnungen mit Ansatz der Erddruckgrenzwerte (aktiver Erddruck und Erdruhedruck) durchzuführen. Ferner ist zu berücksichtigen, dass sich die Größe des Erddrucks im Grenzzustand der Tragfähigkeit grundsätzlich von der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterscheidet.

zu (4)

vgl. hierzu Erläuterung zu 3.2.2 (9)

### zu 3.2.2 Veränderliche Einwirkungen

#### zu Einwirkungen infolge von Wasserdruck

zu (2)

Bei der Bestimmung der charakteristischen Wasserstände zur Ermittlung der auf das Bauwerk wirkenden Wasserdrücke sind ggf. vorhandene Abhängigkeiten zwischen verschiedenen Wasserständen auf unterschiedlichen Bauwerksteilen zu beachten. Insbesondere trifft dies auf Korrelationen zwischen den Wasserständen in Oberflächengewässern und den zugehörigen Grundwasserständen auf unterschiedlichen Seiten von Bauwerken oder Bauwerksteilen zu. So besteht z. B. oft eine starke Korrelation zwischen dem Wasserstand im Unterwasser von Schleusen und dem an der Schleuse anstehenden Grundwasserstand, da das Unterwasser zumeist den Vorfluter für das Grundwasser darstellt. Der Wasserstand im Oberwasser von Schleusen ist dagegen aufgrund von Dichtungen des Kanalbetts oder Kolmationen des Gewässerbetts zumeist vom Grundwasserstand entkoppelt. Deshalb überschreiten die Grundwasserstände an Schleusen in Fließgewässern auch bei maßgebendem Hochwasser den Unterwasserstand während der ablaufenden Hochwasserwelle oft nicht oder nur geringfügig. Der Ansatz eines charakteristischen Grundwasserstandes an der Außenseite der Schleuse auf Höhe des maßgebenden Hochwasserstands im Unterwasser in Verbindung mit dem Ansatz eines Mittel- oder Niedrigwasserstands im Unterwasser als zugehörigen, charakteristischen Wasserstand in der Schleusenammer stellt zumeist eine unrealistisch hohe Beanspruchung der Schleusenwände dar. Auch bei Schleusen in Kanälen stehen die Grundwasserstände entlang der Schleuse oft nur wenig über dem Unterwasserstand an. Die Annahme eines linear zwischen Oberwasserstand und Unterwasserstand entlang der Schleuse verlaufenden Grundwasserstands liegt hier zumeist deutlich auf der sicheren Seite. Aus diesen Gründen sind bei Bestandsbauwerken zur Festlegung realistischer charakteristischer Wasserstände bzw. Wasserstandsdifferenzen automatisierte Messungen des Wasserstands im Unterwasser und der Grundwasserstände entlang der Schleuse in einer ausreichenden Anzahl von Messstellen und in ausreichend kurzem Messintervall über einen möglichst langen, ggf. auch Hochwasserereignisse umfassenden Zeitraum erforderlich.

Bei der Festlegung der charakteristischen Wasserstände bzw. Wasserstandsdifferenzen für Schleusen ist jedoch ein möglicher Anstieg der Grundwasserstände infolge der Zusickerung bei einer planmäßigen Aufnahme der Dichtung im Oberwasser (Vorübergehende Bemessungssituation) oder infolge einer großflächigen Beschädigung der Dichtung (Außergewöhnliche Bemessungssituation) zu berücksichtigen. Ggf. kann die Ermittlung der Auswirkungen der Dichtungsleckagen auf die Grundwasserverhältnisse auf Grundlage einer numerischen Grundwasserströmungsmodellierung erfolgen.

Weiterhin besteht z. B. oft eine starke Korrelation zwischen dem Unterwasserstand eines Wehres oberhalb der Wehrsohle und dem Grundwasserpotential unterhalb der Wehrsohle. Dies ist abhängig von den geohydraulischen Verhältnissen und durchgeführten baulichen Maßnahmen zur Beeinflussung der geohydraulischen Verhältnisse (z. B. Sickerwegverlängerungen im Oberwasser der Wehrsohle). Grundsätzlich sind bei der Bestimmung der maßgebenden Grundwasserpotentiale immer die räumlichen Grundwasserströmungsverhältnisse zu beachten. Der Ansatz eines charakteristischen Grundwasserpotentials unter der Wehrsohle auf Höhe des maßgebenden Hochwasserstands im Unterwasser in Verbindung mit dem Ansatz eines Mittel- oder Niedrigwasserstands im Unterwasser als maßgebenden, zugehörigen Wasserstand oberhalb der Wehrsohle stellt auch hier zumeist eine unrealistisch hohe Beanspruchung der Wehrsohle dar. Deshalb sind auch hier bei Bestandsbauwerken zur Festlegung realistischer, charakteristischer Wasserstände bzw. Wasserstandsdifferenzen automatisierte Messungen des Wasserstands oberhalb der Wehrsohle und des Grundwasserpotentials unterhalb der Wehrsohle in einer ausreichenden

Anzahl von Messstellen und in ausreichend kurzem Messintervall über einen möglichst langen, Hochwasserereignisse umfassenden Zeitraum erforderlich.

zu (3)

Da Größe und Verteilung des inneren Wasserdrucks nur schwer zu bestimmen sind, wird der i. d. R. auf der sicheren Seite liegende Ansatz nach Lieckfeldt (1898) vorgegeben. Nach diesem Ansatz wird bei der Untersuchung horizontaler Bemessungsschnitte eine bilineare Verteilung der Vertikalkomponente des inneren Wasserdrucks festgelegt. Unberührt hiervon wird die horizontale Wasserdruckkomponente als äußere, auf die Oberfläche wirkende Flächenlast betrachtet. Die Berechnung der Druckzonenbreite bzw. des Ausmaßes der klaffenden Fuge bei unbewehrten Beton- oder Mauerwerksquerschnitten bei Wasserdruckbelastung ist mit der entsprechenden Gleichung in DIN 19702, Abschnitt 5.3.2.3.3 explizit, d. h. ohne aufwendige Iteration möglich. Dabei wird grundsätzlich von horizontal verlaufenden Bemessungsschnitten ausgegangen. Bei geneigt oder vertikal verlaufenden Bemessungsschnitten hingegen sind entsprechende Vereinfachungen bzw. der Ansatz von auf die Systemachsen bezogenen Mittelwerten der jeweiligen Wasserdruckhöhen als Basisdruckniveau sinnvoll.

Für Stahlbetonquerschnitte erfolgt in der angegebenen Norm bei Biegebeanspruchung nach Abschnitt 5.3.2.3.2 die Berechnung einer Zusatzbewehrung infolge Riss- und Porenwasserdrucks. Für Querkraft- und Wechselbeanspruchung in Bezug auf Materialermüdung fehlen entsprechende Ansätze, so dass die in diesem Merkblatt enthaltenen Vorgaben gemäß Bild 2 erforderlich sind.

zu (4)

Wird in der Stufe C der innere Wasserdruck kontinuumsmechanisch mittels geeigneter FEM-Programme als Strömungsdruck ermittelt, ist es im Fall der Rissbildung erforderlich, die in der Risszone entstehende größere Permeabilität zu berücksichtigen. Da die Modellierung aufgrund der Komplexität der statischen Modelle i. d. R. keine diskrete, sondern eine verschmierte Rissbildung (Elementplastifizierung) berücksichtigt, ergibt sich die Notwendigkeit, eine Beziehung zwischen berechneter plastischer Dehnung und zugeordneter Rissbreite sowie zwischen Rissbreite und hierdurch hervorgerufener Durchlässigkeitsänderung aufzustellen.

#### zu **Trossenzug infolge Schifffahrt**

zu (6)

Die angegebenen Lastgrößen sind anhand der Schiffsmasse bzw. der zugeordneten Tonnage und der Wasserstraßenklassen abgeleitet worden. Die Wasserstraßenklassifizierung bezieht sich dabei auf die Regelungen nach TRANS/SC 3/R.153. Bei Änderungen der Definition der Wasserstraßenklassen ist die Tonnage maßgebend.

#### zu **Temperatur**

zu (9)

Ein Ansatz von Temperaturzwangskräften im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nicht erforderlich, da bei ausreichender Duktilität mit zunehmendem Temperaturzwang infolge elastischer bzw. zulässiger plastischer Verformungen (z. B. durch Rissbildung im Beton, Plastifizierung der Bewehrung oder im Baugrund usw.) Lastumlagerungen im Tragsystem auftreten können, die wiederum zum Abbau der Zwangskräfte führen, so dass ein Tragwerksversagen ausgeschlossen werden kann. Ggf. ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Einfluss des Temperaturzwangs auf das Tragwerk zu untersuchen. Drohen hin-

gegen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Versagen infolge Stabilitätsverlusts oder eine Überschreitung der Druckfestigkeit, muss eine Temperaturbeanspruchung angesetzt werden.

zu **Eis**

zu (10)

Die anzusetzende Eislast auf bestehende massive Wasserbauwerke in diesem Merkblatt ist als integrale Ersatzeinwirkung zu verstehen, die neben dem thermischen Eisdruck an durchgehend erhaltenen Eisdäcken infolge Temperaturanstiegs auch horizontale Eiseinwirkungen durch treibendes Eis, Eisaufstau usw. berücksichtigt.

### zu 3.2.3 Außergewöhnliche Einwirkungen

#### Ausfall baulicher Sicherungselemente

zu (1)

Unter baulichen Sicherungselementen sind vorrangig Bauelemente zur Verminderung des Auftriebs oder zur Beeinflussung der Sickerwasserströmung zu verstehen, z. B. Dichtungen, Dräns und Elemente zur Sickerwegsverlängerung. Werden die Sicherungselemente kontrolliert, so dass eine Beeinträchtigung deren Wirksamkeit rechtzeitig erkennbar wird, muss nicht von einem Komplettausfall ausgegangen werden. Größe und Umfang der Ausfallbereiche ist unter Beachtung der objektspezifischen Gegebenheiten und entsprechender Erfahrungen festzulegen (vgl. BAW Merkblatt (2011b)).

zu **Druckstoß**

zu (3)

In den Füll- und Entleerungsleitungen von Schleusen treten betriebsbedingt immer dynamische Druckänderungen (Druckstoß) auf. Diese Druckstoßlasten können besonders als außergewöhnliche Einwirkungen infolge von Havarien, Fehlbedienungen etc. beachtliche Werte erreichen und zu entsprechenden Schäden auch im Massivbau führen. Es ist objektspezifisch zu entscheiden, ob und in welcher Größe entsprechende Druckstoßlasten zu berücksichtigen sind.

### zu 3.3 Baustoffe

#### zu 3.3.1 Beton

##### zu 3.3.1.1 Materialkennwerte in Untersuchungsstufe A

zu (1)

Häufig werden in Bestandsunterlagen nur Angaben zum Mischungsverhältnis des Betons gemacht. Aus diesem kann nicht auf die Betongüte-/festigkeitsklasse geschlossen werden, so dass die ungünstigsten charakteristischen Kennwerte aus dem Bauwerksalter-Bezugszeitraum zu wählen sind.

zu (3)

Die Berechnung entspricht der Vorgehensweise in DIN 1045-1:2008-08. Die Berechnung nach DIN EN 1992-1-1 würde zu höheren Werten führen, welche insbesondere bei Altbauwerken die tatsächlich vorhandenen Werte überschreiten.

zu Tabelle 3 und Tabelle 4

Bei Bauwerken mit einem Baujahr vor 1932 liegen die ermittelten charakteristischen Druckfestigkeiten im Rahmen von Begutachtungen häufig unterhalb der Größenordnungen, welche auf Grundlage der zur jeweiligen Bauzeit vorliegenden Anforderungen auf die heutigen charakteristischen Werte übertragen wurden. Die Zeiträume vor 1932 wurden daher zusammengefasst und mit einem festen Wert für die charakteristische Druckfestigkeit belegt, der aus der Auswertung einer vorliegenden Datensammlung von Untersuchungen an bestehenden Wasserbauwerken resultiert. Die übrigen Kennwerte der charakteristischen Druckfestigkeit wurden aus der Nachrechnungsrichtlinie (2011) übernommen. Ergänzend wurde eine Spalte für die charakteristische Zugfestigkeit aufgenommen. Die Kennwerte wurden aus der vorliegenden Datensammlung abgeleitet. Sie weichen von den Rechenwerten, welche sich nach DIN EN 1992-1-1 ergeben würden, ab. Daher wird auch auf die Zuordnung einer Festigkeitsklasse zu den alten Güteklassen verzichtet.

zu 3.3.1.2 Kennwertermittlung und Untersuchung des Bauwerksaufbaus in den Untersuchungsstufen B und C

zu (1)

Die ältesten Verkehrswasserbauwerke aus Beton, die heute noch in Betrieb sind, wurden gegen Ende des 19. Jahrhunderts erstellt. Die Betonoberflächen von Wasserbauwerken wurden häufig mit einem hochwertigen Zementputz versehen. Oft wurde auch ein Vorsatzbeton von Innen an die Schalung geworfen, der eine höhere Qualität als der Kernbeton besaß. Bindemittel und Gesteinskörnung dieser beiden Betone unterschieden sich in der Regel. Bauwerke bis in die 1930er Jahre wurden vielfach in Stampfbetonbauweise errichtet; auch der Einsatz von Gussbeton war verbreitet. Das Größtkorn der Betone war häufig deutlich größer als derzeit. Infolge des lageweisen Aufbaus der Stampfbetonbauweise muss mit einer verminderten Schubtragfähigkeit und einer Wasserdurchlässigkeit der Arbeitsfugen gerechnet werden. Bei der Entnahme von Bohrkernen ist deshalb auch die Ergründung der inneren Struktur der Betonbauteile von Interesse.

zu (4)

Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Beton und Betonstahl an sich sind nicht Bestandteil dieses Merkblattes. Bei der Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Wasserbauwerke muss die Dauerhaftigkeit von Beton und Bewehrung jedoch einbezogen werden, insbesondere zur Frage der künftigen Nutzungsdauer oder eventuell erforderlichen Tragwerksverstärkungen bzw. Instandsetzungen. Der Gutachter legt die entsprechende Vorgehensweise fest.

zu (6)

In diesem Zusammenhang sind beispielsweise Ursachen für Risse zu ergründen, der Zustand von Arbeitsfugen zu erfassen, ein etwaiger mehrschaliger Aufbau zu erkunden sowie Durchströmungen in Erfahrung zu bringen.

zu (7)

Bei der Festlegung der Prüfbereiche werden die Bestandsunterlagen und die Erkenntnisse der Bauwerksbesichtigung berücksichtigt. Sie müssen ggf. im Zuge von Erkenntnisgewinnen während der Bohrkernentnahme an die Bauwerkssituation angepasst werden.

zu (8)

Alte Wasserbauwerke wurden häufig mit einer äußeren Schale mit besserer Qualität als der Kernbeton hergestellt. Dies ist bei der Beprobung zu berücksichtigen. Vertikalbohrungen liefern neben den Prüfkörpern für die Materialuntersuchungen hilfreiche Erkenntnisse zum Aufbau und zur Struktur über die Bauwerkshöhe; Horizontalbohrungen ermöglichen die Untersuchung eines schaligen Aufbaus. Bei Horizontalbohrungen von Schleusen-kammerwänden und vergleichbaren Bauteilen ist in der Regel der wasserbeaufschlagte Randbereich von besonderem Interesse.

zu (9)

Bei alten Wasserbauwerken entspricht das Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit häufig nicht den Ansätzen der DIN EN 1992-1-1. Sind für statische Nachweise Kennwerte der Zugfestigkeit erforderlich, sind diese anhand gesondert hergestellter Prüfkörper zu ermitteln und dürfen nicht aus den Kennwerten der Druckfestigkeit abgeleitet werden. Grundsätzlich kann dies über die Spaltzugfestigkeit erfolgen. In besonderen Fällen können ggf. auch zentrische Zugversuche erforderlich sein. Die Ableitung aus der Oberflächenzugfestigkeit auf der Basis von Abreißversuchen ist nicht zulässig.

zu (10)

Bei Bauwerken vor 1950 wurde mitunter noch Stampfbeton eingesetzt und es können kriegsbedingte Auffälligkeiten vorhanden sein. Die Bohrlochendoskopie liefert insbesondere bei diesen Bauwerken Zusatzinformationen zu Wasserwegigkeiten innerhalb des Bauwerks, zum Zustand von Arbeitsfugen und Rissen, die einen Abgleich zur Ursache für den Zustand der Bohrkerne ermöglichen.

zu (11)

Der Einsatz zerstörungsfreier Prüfverfahren kann für bestimmte Fragestellungen geeignet sein (Bewehrungsortung, Schalenablösung, Auffinden von Fehlstellen, Wasserzutritt, Festigkeitsvergleiche an unterschiedlichen Bauteilen u. ä.). Aufgrund der Besonderheiten alter Wasserbauwerke (z. B. schaliger Aufbau, wenig und häufig tiefliegende Bewehrung) ist jedoch eine auf den Einzelfall auszulegende Betrachtung erforderlich.

zu (12)

Es empfiehlt sich, den Größtkorndurchmesser vorab in Erfahrung zu bringen, da dieser bei alten Verkehrswasserbauwerken häufig deutlich größer als bei heutigen Bauweisen ist. Im Einzelfall, bei statisch hoch ausgelasteten Bauteilen oder sehr enger Bewehrungslage, ist es ggf. erforderlich, vom vorgegebenen Probendurchmesser von 150 mm abzuweichen. Dann sind entsprechende Umrechnungen der ermittelten Festigkeitswerte erforderlich.

zu (13)

Bei Proben aus dem Randbereich müssen diese ggf. aus unterschiedlichen Bohrkernen gewonnen werden.

zu (14)

Insbesondere bei Beton mit niedriger Festigkeit ist sicherzustellen, dass die Beanspruchung der Bohrkernne aus dem Bohrverfahren gering bleibt und für das Bauteil repräsentative Materialkennwerte gewonnen werden können. Das BAW-Merkblatt Bohrkernentnahme (2012) enthält entsprechende Hinweise.

zu (16)

Die Festlegung der Bohrstellen muss repräsentativ für die Prüfbereiche sein und sowohl ausreichende Informationen zu Materialkennwerten als auch zum Aufbau des Bauwerks liefern.

zu (19)

Es ist festzustellen, inwiefern das Bohrverfahren für den Bohrkernzustand und ggf. auftretende Zerstörungen ursächlich ist und welche Erkenntnisse zum Aufbau des Bauwerks gewonnen werden können. Ggf. ist eine Anpassung des Bohrkernentnahmeverfahrens (Bohrverfahren, Bohrkerndurchmesser) und der Bohrkernanzahl oder auch des Untersuchungskonzeptes vorzunehmen.

zu (24)

Nach DIN 1045-2:2008-08, Abschnitt 5.5.1.2 wird die Festigkeit von im Laborklima gelagerten Würfelprüfkörpern in Abhängigkeit der Prüfkörperabmessungen und Festigkeitsklassen mit Faktoren zwischen 0,92 und 0,97 auf die Referenzwasserlagerung umgerechnet. Nach DIN EN 13791:2008-05, Anhang A2.1, liegt die Festigkeit eines wassergetränkten Bohrkerns etwa 10 bis 15 % niedriger als die eines luftgetrockneten Bohrkerns. Nach DIN EN 13791:2008-05, NA4.2, darf die Festigkeit eines luftgelagerten Bohrkerns mit Durchmessern zwischen 100 und 150 mm dagegen der eines wassergelagerten Würfels gleichgesetzt werden. Für Untersuchungen nach diesem Merkblatt wird ein Abminderungsfaktor von 0,9 empfohlen, der für die Bestimmung der Druckfestigkeit an permanent unter Wasser befindlichen Bauteilen verwendet werden kann.

zu (26)

Nach DIN EN 1990, Anhang C.6, Anmerkung 1 wird für Baustoffeigenschaften für  $\beta$ -Berechnungen eine logarithmische Normal- oder Weibull-Verteilung angesetzt. Zahlreiche ältere Wasserbauwerke weisen sehr niedrige Festigkeiten auf. Bei Ansatz einer Normalverteilung resultieren daraus in diesen Fällen bei oft auch hohen Streuungen der Versuchsergebnisse negative charakteristische Werte. Aus diesem Grund wird grundsätzlich von logarithmisch normalverteilten Stichproben ausgegangen und die Ermittlung der charakteristischen Werte erfolgt auf diese Weise. Ist die Stichprobe nicht logarithmisch normalverteilt, dürfen keine Teilsicherheitsbeiwerte reduziert werden.

Geeignete Verfahren sind bei weniger als 30 Prüfkörpern ein Ausreißertest nach DIXON entsprechend DIN 53804:2002-04, ansonsten nach GRUBBS (Signifikanzniveau 0,05 d).

zu (28)

Charakteristische Kennwerte, die durch Positivauswahl der Prüfkörper ermittelt wurden, beispielsweise, weil ein Teil der Bohrkerns in einem nicht prüffähigen Zustand waren, sind nicht repräsentativ für das Bauwerk. Die Ergebnisse der angegebenen statistischen Auswerteverfahren sind daher stets sachverständig zu beurteilen.

### zu 3.3.2 Betonstahl

Bei der Feststellung der Stahlgüte können die maßgebenden Regelwerke aus der Bauzeit bzw. entsprechende Zusammenstellungen in der Fachliteratur (vgl. hierzu Bindseil et al. (2002)) hilfreich sein.

zu (8)

Die Vorgabe der Prüfnorm erfolgt im nationalen Vorwort zur DIN EN ISO 15630-1: 2002-09.

zu Tabelle 6 und Tabelle 7

Mit Ausnahme von kaltverformten oder kaltgereckten Stählen, die vor 1972 produziert wurden, erfolgt in den Tabellen auch eine Zuordnung nach Duktilitätsklassen.

### zu 3.3.3 Mauerwerk

zu (2)

Verbundkörper aus Ziegelmauerwerk können in Anlehnung an UIC-Kodex 778-3 (2011) gewonnen und geprüft werden.

## zu 4 Statische Berechnungen

### zu 4.1 Stufen A und B

#### zu 4.1.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Bemessungssituationen

Beim Nachweis ausreichender Tragfähigkeit sind gemäß DIN EN 1990 verschiedene Grenzzustände zu beachten, die mit unterschiedlichen Nachweisverfahren zu untersuchen sind. Für die einzelnen Nachweisverfahren werden für Einwirkungen und Widerstände keine einheitlichen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  und  $\gamma_C$  bzw.  $\gamma_R$  vorgegeben. Das führt dazu, dass für bestimmte Lasten in den verschiedenen Nachweisverfahren unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen sind.

Es ist ferner zu beachten, dass bei der Nachweisführung mit ständigen Lasten in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit oft nicht eindeutig erkennbar ist, ob sie günstig oder ungünstig wirken. Dementsprechend sind jeweils Einwirkungskombinationen mit „günstigem“ und „ungünstigem“ Wert des Teilsicherheitsfaktors gemäß Tabelle 8 zu untersuchen.

zu (3)

Zur Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte vgl. Erläuterungen zu Abschnitt 1 bzw. Anlage 3. Eine Reduzierung des Teilsicherheitsbeiwertes für Betonstahl ist nur für Bauwerke, die nach 1943 errichtet wurden, aufgrund der hier vorhandenen geringeren Streuung der Materialkennwerte möglich. Für Betonstähle von vor 1943 ist  $\gamma_s$  nach DIN EN 1992-1-1 zu wählen; ausgenommen hiervon sind höherwertige Beton- und Betonformstähle mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (Nachrechnungsrichtlinie, 2011). Die angegebenen Tabellenwerte für  $\gamma_C$  und  $\gamma_s$  gelten auch für die Ermüdungsnachweise; für die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite gilt  $\gamma_{F,fat} = 1,0$ .

zu (4)

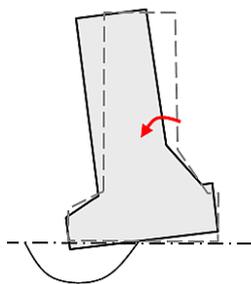
Es ist zu beachten, dass in den Untersuchungsstufen B und ggf. auch C im Fall der Bauwerksbeprobung und der Ermittlung der Stoffkennwerte (Festigkeiten für Beton oder Mauerwerk) die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite auf der Basis der bei der Prüfung festgestellten Variationskoeffizienten aus dem Verhältnis von Bemessungswerten nach Tab. C.3 in Anhang C der DIN EN 1990 (Lognormal-Verteilung) und charakteristischen Werten abzuleiten sind (vgl. z. B. Deutscher Beton- und Bautechnikverein (2013)). Für die Größen, bei denen ausreichend abgesicherte Variationskoeffizienten nicht zur Verfügung stehen, können die Teilsicherheitsbeiwerte aus Tabelle 8 Verwendung finden. Die dort angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_C$  beziehen sich auf die im eingeführten Regelwerk enthaltenen statistischen Basisgrößen.

### zu 4.1.2 Geotechnische Nachweise

Die Nachweise der äußeren Standsicherheit umfassen vorrangig die Versagensformen Grundbruch (GEO2), Lagesicherheit (EQU), Gleiten (GEO2) und ggf. auch Geländebruch (GEO3), Aufschwimmen (UPL) sowie hydraulischer Grundbruch, Bodenerosion etc. (HYD). Bei verankerten oder auf Pfählen gegründeten Tragwerken sind weitere Versagensformen zu berücksichtigen.

Beim Gleitsicherheitsnachweis ist zu beachten, dass Auftrieb und Horizontalkomponenten von Wasserdruckeinwirkungen aufgrund des vorgegebenen Sicherheitsformats in DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054 mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten in die Berechnung eingehen.

Die wichtigsten Grenzzustände sind in den Bildern A1-1 bis A1-4 am Beispiel einer Gewichtsstützwand dargestellt.



#### Grundbruch (GEO2):

Überschreitung der Bodenfestigkeit (a) oder der Bemessungswerte des Sohlwiderstands (b) in Regelfällen gem. DIN 1054, A6.10, die zu überprüfen sind

Nachweis:

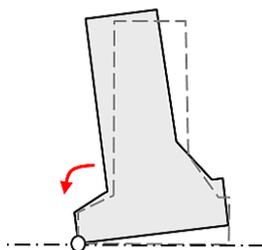
(modifizierte  $\gamma_F$ -Werte gem. Tab. 8)

- (a):  $\Sigma(E_k \cdot \gamma_F) \leq R_k / \gamma_R$

- (b):  $\sigma_k \cdot \gamma_F \leq \sigma_{R,d}$

((b)ersetzt gleichzeitig Gebrauchstauglichkeitsnachweis bez. klaffender Fuge,  $\gamma_F = \max \gamma_F$  oder Wichtung gem. DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.3 A(4);  $\sigma_{R,d}$  aus Tabellen)

Bild A1-1

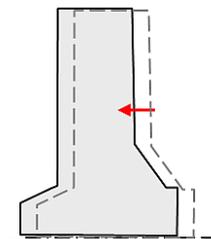


#### Lagesicherheit (EQU):

Kippen um die Wandvorderkante (Momentengleichgewicht bezüglich fiktiven Drehpunkt am Wandfuß nach DIN EN 1997-1, Gl. (2.4) und DIN 1054, 6.5.4 A(3))

Nachweis:  $M_{d,destab} \leq M_{d,stab}$

Bild A1-2



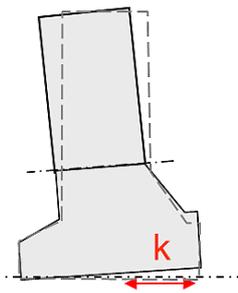
#### Gleiten in der Sohle (GEO2):

Überschreitung der Haftreibung im Bereich bevorzugter Gleitflächen, vorrangig in der Sohlfläche nach DIN EN 1997-1, Gl. (6.2) und DIN 1054, Gl. (6.3c)

Nachweis:  $(G_k - A_k) \cdot \tan \Phi_k / \gamma_R \geq \Sigma(\gamma_F \cdot H_k)$

(modifizierte  $\gamma_F$ -Werte gem. Tab. 8)

Bild A1-3



### Gebrauchstauglichkeit:

Gründung auf Lockergestein:

- Begrenzung der Fugenklaffung auf  $k \leq 50\%$  der Sohlfläche in der seltenen Situation und  $k = 0$  in der quasi-ständigen Situation

Gründung auf gesundem Fels:

- Begrenzung der Fugenklaffung auf  $k \leq 50\%$  der Sohlfläche in der quasi-ständigen Situation (TbW-Zusatzforderung für Wasserbauwerke)

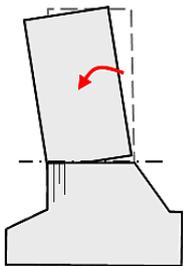
Bild A1-4

### zu 4.1.3 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei unbewehrten Querschnitten

Der Abschnitt enthält ergänzende Regeln für Tragwerke aus unbewehrtem Beton, die sinngemäß auch für Mauerwerkskonstruktionen verwendet werden können, soweit in den Fachnormen nichts Anderweitiges gefordert wird.

Die Nachweise der inneren Standsicherheit (STR) umfassen vorrangig die Versagensformen Beton-  
 druckversagen infolge von Momenten- und Normalkraftbeanspruchung, Schubversagen infolge der Über-  
 schreitung der schiefen Hauptzugspannungen bei Querkrafteinwirkung und Gleiten in Arbeitsfugen  
 infolge der Überschreitung der adhäsions- und reibungsdominierten Scherfestigkeit. Bei zyklisch bean-  
 spruchten Tragwerken, z. B. Schiffsschleusen, sind ggf. Nachweise hinsichtlich Materialermüdung zu  
 führen.

Die dominierenden Grenzzustände an unbewehrten Querschnitten mit Hinweisen zur Nachweisführung  
 sind in den Bildern A1-5 bis A1-8 am Beispiel einer Gewichtsstützwand dargestellt.

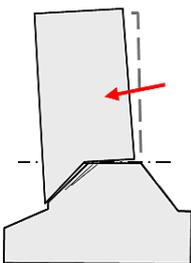


### Betondruckversagen (STR):

Überschreitung der Druckfestigkeit in der Druckzone mit dreieckförmiger Spannungsverteilung gem. DIN 19702 bei statischer und ggf. zyklischer Beanspruchung

Nachweis:  $\frac{3}{4} \cdot \sigma_{cd} \leq f_{cd}$  (modifizierte  $\gamma_F$ -Werte gem. Tab. 8)

Bild A1-5

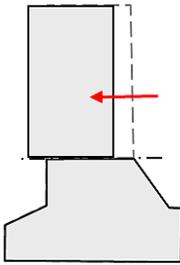


### Schubversagen (STR):

Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Bereich der schiefen Hauptzugspannungen bei statischer und ggf. zyklischer Beanspruchung

Nachweis:  $\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$  nach EC2, Gln. 12.3 bis 12.7  
 bei zyklischer Einwirkung mit  $50\% f_{c,td,pl}$   
 (modifizierte  $\gamma_F$ -Werte)

Bild A1-6

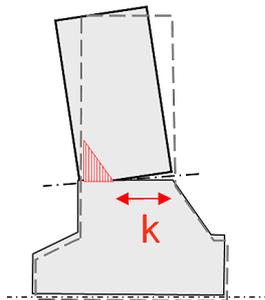


### **Gleiten in der Arbeitsfuge (STR):**

Überschreitung der Haftreibung im Bereich bevorzugter Gleitflächen unter Beachtung ggf. zyklischer Beanspruchung

Nachweis:  $\Sigma(V_k \cdot \gamma_F) \leq A_c \cdot v_{Rd}$  nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 6.25  
(modifizierte  $\gamma_F$ -Werte gem. Tab. 8)

Bild A1-7



### **Gebrauchstauglichkeit:**

Nachweis Beton:

Bei dreieckförmiger Spannungsverteilung:

- Begrenzung der Betondruckspannung auf  $0,6 \times f_{ck}$  in seltener Situation
- Begrenzung der Fugenklaffung auf  $k \leq 50\%$  der Schnittfläche in quasi-ständiger Situation (TbW-Zusatzforderung für Wasserbauwerke)

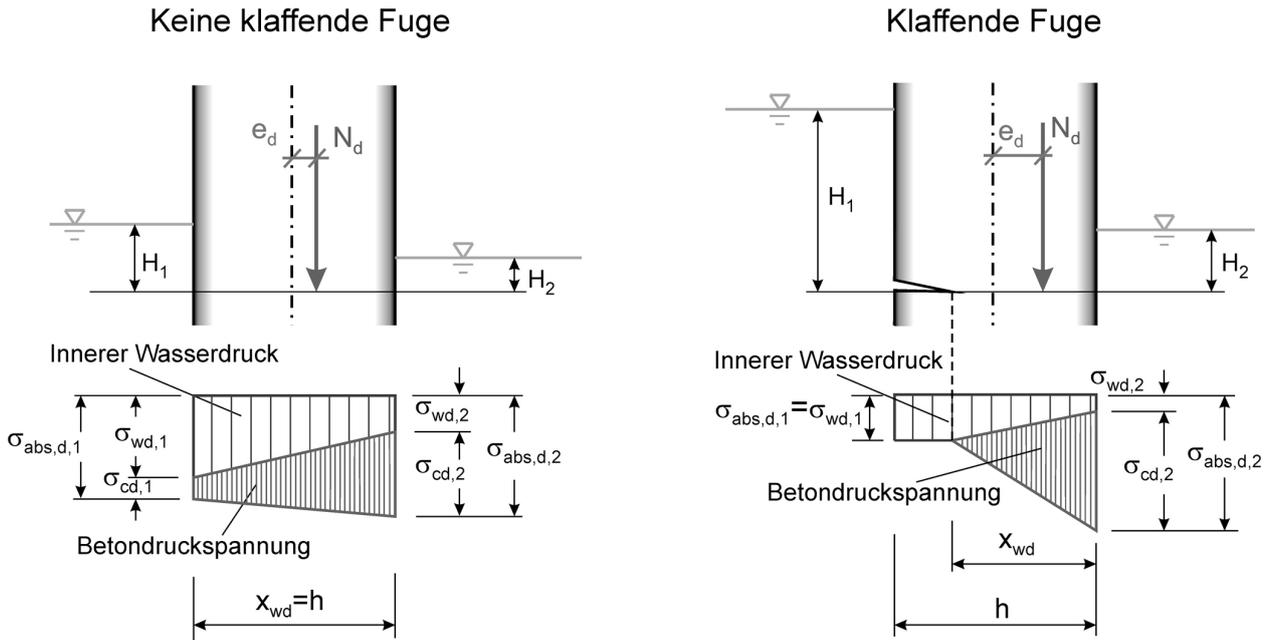
Bild A1-8

zu (2)

Bei Mauerwerk ist zu beachten, dass senkrecht zur Lagerfuge keine Zugfestigkeit angesetzt werden darf. Der Grenzwert  $f_{vit}$  für die charakteristische Schubfestigkeit  $f_{vk}$  von Mauerwerk ist in den Untersuchungsstufen B und C nach DIN EN 1996-1-1, Abschn. 3.6.2 (3) NDP und (4) NDP aus Versuchsergebnissen zu ermitteln, wobei zwischen vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen zu unterscheiden ist. Bei Wasserbauwerken aus Mauerwerk kann i. d. R. von vermörtelten Stoßfugen ausgegangen werden.

zu (3)

Ein wesentlicher Parameter bei der Nachweisführung ist die Druckzonenhöhe, die unter Berücksichtigung des inneren Wasserdrucks gemäß DIN 19702, Gleichung (5) explizit ermittelt werden kann. Aus der so ermittelten Druckzonenhöhe ergibt sich die Bezugsfläche zur Berechnung der maßgebenden Beanspruchungen und der Widerstände für die einzelnen Tragfähigkeitsnachweise. Während die Gleichung (5) in DIN 19702 auch für beidseitig anstehenden Wasserdruck gilt, sind die dort ebenfalls angegebenen Gleichungen (6) und (7) für die Herleitung der Bemessungsschnittkräfte nur für einseitigen Wasserdruck anwendbar. Im vorliegenden Merkblatt sind daher die fehlenden Gleichungen ergänzt worden. Die Gleichung (8) des Merkblatts gilt für eine dreieckförmige Druckspannungsverteilung, d. h. beim Auftreten einer klaffenden Fuge (Rissbildung). Bild A1-9 enthält eine Zusammenstellung aller möglichen Anwendungsfälle sowie die zugehörigen Bemessungsgleichungen für überdrückte bzw. klaffende Querschnitte bei einseitigem oder beidseitigem Wasserdruck.



- $H_1$  Wasserstand am geringer gedrückten Rand bzw. am Zugrand
- $H_2$  Wasserstand am Druckrand
- $\gamma_{F,i}$  Teilsicherheitsbeiwert für den hydrostatischen Wasserdruck aus  $H_i$
- $e_d$  Lastausmitte infolge äußerer Bemessungslasten (immer positiv)
- $h$  Querschnittshöhe
- $\frac{e_d}{h}$  auf die Querschnittshöhe bezogene Lastausmitte infolge äußerer Bemessungslasten
- $N_d$  resultierende Bemessungsnormalkraft infolge äußerer Lasten pro lfd. m
- $M_d$  resultierendes Bemessungsmoment infolge äußerer Lasten pro lfd. m
- $x_{wd}$  Bemessungswert der Druckzonenhöhe unter Berücksichtigung des inneren Wasserdrucks
- $\frac{x_{wd}}{h}$  auf die Querschnittshöhe bezogener Bemessungswert der Druckzonenhöhe unter Berücksichtigung des inneren Wasserdrucks
- $\sigma_{wd,i}$  Bemessungswert des hydrostatischen Wasserdrucks aus  $H_i$
- $\bar{\sigma}_{wd,i}$  Bemessungswert des auf die resultierende Bemessungsnormalkraft infolge äußerer Lasten bezogenen hydrostatischen Wasserdrucks aus  $H_i$
- $\sigma_{abs,d,i}$  Bemessungswert der absoluten Druckspannung (Summe aus Betondruckspannung und Wasserdruck) im Bauteil
- $\sigma_{cd,i}$  Bemessungswert der Betondruckspannung im Bauteil
- $N_{wd}$  resultierende Bemessungsnormalkraft unter Berücksichtigung des inneren Wasserdrucks
- $M_{wd}$  resultierendes Bemessungsmoment unter Berücksichtigung des inneren Wasserdrucks

Bild A1-9a: Definition der geometrischen und physikalischen Größen zum inneren Wasserdruck

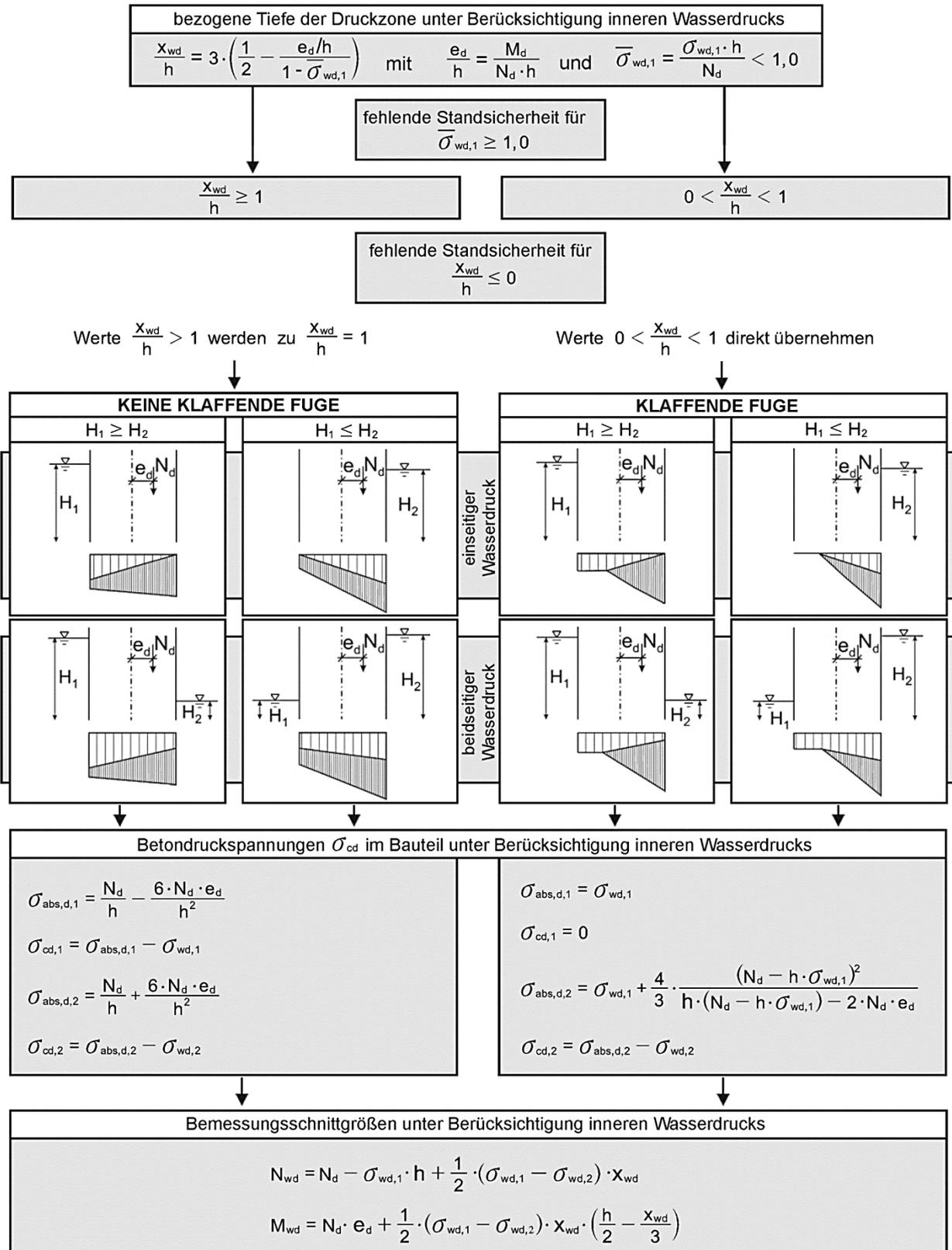


Bild A1-9b: Algorithmus zur Ermittlung der Bemessungsgrößen infolge inneren Wasserdrucks

zu (4)

Bei den Spannungsnachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nach DIN EN 1992-1-1 der Ansatz eines Spannungsblocks mit konstanter Druckspannung zulässig. Damit können größere rechnerische Tragfähigkeiten nachgewiesen werden. Die geschlossene Lösung zur Berechnung der Druckzonengröße bzw. der klaffenden Fuge unter Berücksichtigung des Riss- und Porenwasserdrucks nach Lieckfeldt (1898) gemäß DIN 19702 setzt jedoch eine dreieckförmige Druckspannungsverteilung voraus. Da die getroffenen Rechenannahmen (Komplettausfall der Zugzone, eben bleibende Querschnitte etc.) insgesamt mit Ungenauigkeiten verbunden sind und die Abweichungen der Ergebnisse unter Beachtung der tatsächlichen Spannungsverteilung (vgl. Bild A1-10) bei drei- bzw. viereckförmiger Spannungsverteilung begrenzt sind, kann die angegebene Vereinfachung bei Zuständen mit klaffender Fuge angewendet werden.

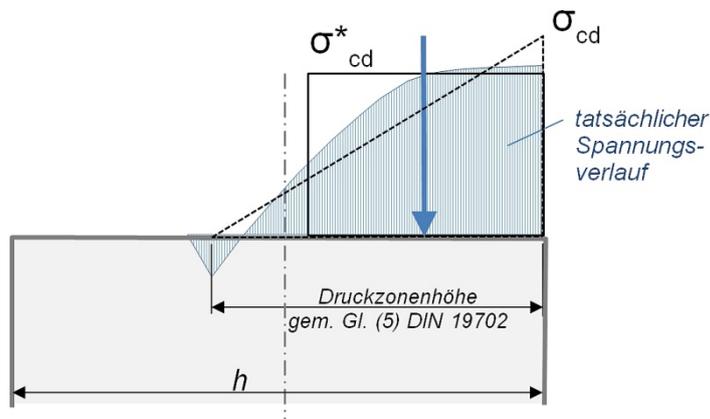


Bild A1-10: Verteilung der Spannungen an unbewehrten Querschnitten

zu (7)

Die geforderte Begrenzung der Fugenklaffung auf maximal 50 % des Querschnitts unter Gebrauchslasten geht über die Forderungen in DIN EN 1992-1-1 hinaus und berücksichtigt die besondere Beanspruchung an Wasserbauten (Wasserundurchlässigkeit, zyklische Lasteinwirkung) inkl. der längeren Nutzungsdauer. Ferner wird damit – zumindest teilweise – Übereinstimmung mit den Forderungen in den geotechnischen Normen sichergestellt.

#### zu 4.1.4 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Stahlbetonquerschnitten

Der Abschnitt enthält ergänzende Regeln für Tragwerke aus bewehrtem Beton und auch für Querschnitte, bei denen die vorhandene Bewehrung geringer als die allgemein vorgegebene Mindestbewehrung für Stahlbeton nach DIN EN 1992-1-1 ist.

Die Nachweise der Tragfähigkeit im Querschnitt (STR) sind grundsätzlich nach DIN EN 1992-1-1 zu führen und umfassen vorrangig die Versagensformen Betondruck- und Bewehrungsstahlzugversagen infolge von Momenten- und Normalkraftbeanspruchung sowie Schubversagen infolge der Überschreitung der schiefen Hauptzugspannungen unter Querkrafteinwirkung bei meist querkraftunbewehrten Querschnitten. Bei zyklisch beanspruchten Tragwerken, z. B. Schiffsschleusen, sind ggf. Nachweise hinsichtlich Materialermüdung zu führen.

zu (3)

Die in DIN EN 1992-1-1 enthaltenen Werte der WÖHLER-Linie sind identisch mit den Werten in DIN 1045-1 (2008) und liegen unter den Werten der Vorgängernorm DIN 1045-1 (2001). Die vorgenommene Reduzierung der Werte erfolgte auf der Basis von Untersuchungen an gegenwärtig auf dem deutschen Markt vertriebenen Betonstählen, vgl. DAfStb (2012). Für ältere Betonstähle gelten die Untersuchungsergebnisse nicht, und es können die höheren Ermüdungsfestigkeiten der Vorgängernorm verwendet werden.

zu (4)

Der Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 ergibt unter den speziellen Verhältnissen an Wasserbauwerken mit kleinen Schubschlankheiten, großen Querschnittsabmessungen und gleichmäßig einwirkenden Flächenlasten zu große Sicherheiten (Tue et al., 2013). Tragwerksschäden an Wasserbauten in Deutschland infolge Querkraftüberbeanspruchung sind bisher nicht aufgetreten. Höhere rechnerische Querkraftwiderstände können mit dem Nachweisformat des fib Model Codes 2010 (2012) für Tragwerke unter Flächenlasten in Bereichen mit geringer Momentenauslastung nachgewiesen werden. Zur Beibehaltung des vorgeschriebenen Sicherheitsniveaus ist dabei der Teilsicherheitsbeiwert für Beton nach DIN EN 1992-1-1 bzw. gemäß Abschnitt 4.1 zu ermitteln.

zu (6)

Beim Rissbreitennachweis ist zu beachten, dass der Grenzwert der Rissbreite nach DIN 19702 von 0,25 mm als 90%-Quantilwert die rechnerische Rissbreite im unmittelbaren Wirkungsbereich der Biegezugbewehrung repräsentiert. Die Rissbreiten an der Oberfläche sind in Abhängigkeit von der Betondeckung merklich größer. Deshalb kann als Grenzwert bei üblicher Korrosionsbeanspruchung von einer zulässigen Rissbreite an der Betonoberfläche von 0,4 mm ausgegangen werden.

zu (7)

Der Grenzwert der rechnerischen Rissbreite  $w_{max} = 0,3$  mm entspricht den Forderungen der DIN EN 1992-1-1 und kann etwas größer als der vorgegebene Wert in DIN 19702 angesetzt werden, da lediglich der Nachweis hinsichtlich Korrosion geführt werden soll. Ausreichende Wasserundurchlässigkeit von Rissen, die mit dem in DIN 19702 enthaltenen Grenzwert zusätzlich abgesichert werden soll, kann bei bestehenden Bauwerken in der Regel durch die Bauwerksprüfung festgestellt werden und ist somit rechnerisch nicht weiter zu untersuchen.

Eine intensive Korrosionsbeanspruchung liegt dann vor, wenn Risse im Bereich von Wasserwechselzonen liegen und somit abwechselnd Luft und Wasser ausgesetzt sind. Verstärkt wird der ungünstige Einfluss, wenn eine Durchströmung eines Risses stattfinden kann. Dies ist z. B. in zugbeanspruchten Querschnitten ohne verbleibende Druckzone der Fall.

zu (8)

Für den Nachweis der Rissbreite bei Stahlbetonbauteilen mit glattem Rundstahl wird vereinfachend auf das Nachweisformat aus DIN EN 1992-1-1 für gerippten Betonstahl zurückgegriffen und eine Korrektur über einen größeren Rissabstand eingeführt. Dabei wird näherungsweise auf die Ansätze in DAfStb (2012), Abschnitt 7.3.4 zurückgegriffen und der dort angegebene Verbundbeiwert  $k_1 = 1,6$  für glatte Stäbe verwendet.

## zu 4.2 Untersuchungen in Stufe C

### zu 4.2.1 Nichtlineare Systemtraglastanalyse

zu (1)

Grundsätzlich besteht das vorrangige Ziel der Analyse darin, auf der Basis realistischer statischer Systemeigenschaften rechnerische Tragfähigkeitsreserven herauszuarbeiten, die sich aus Umlagerungen im Tragsystem von überlasteten und plastifizierten Bereichen zu weniger ausgelasteten Bauteilen hin ergeben und dadurch zu einer Vergleichmäßigung der Beanspruchung im System führen. Die Modellierung mit nichtlinearen Stoffgesetzen sollte immer das Tragwerk und den Baugrund bzw. den umgebenden Bodenbereich mit einbeziehen. Mit dem Stoffgesetz sollten erfasst werden:

- im Beton: Plastifizierung im Druckbereich, Rissbildung im Zugbereich,
- in der Bewehrung: Plastifizierung (Fließen),
- im Boden: Plastifizierung im Druck- und Schubbereich, ggf. im Zugbereich sowie Ablöseerscheinungen im Übergangsbereich Boden / Bauwerk (Übergangselemente).

Die berechneten Beanspruchungen sind lastpfadabhängig. Dementsprechend kommt der Konfiguration der Lastkombinationen und der Bemessungssituationen besondere Bedeutung zu (vgl. DIN EN 1990, Abschn. 6.3.2).

### zu 4.2.2 Probabilistische Tragwerksanalyse

zu (1)

Verfahren für eine probabilistische Tragwerksanalyse sind Näherungsverfahren, wie z. B. FORM bzw. FORM oder aufwändige Verfahren, wie z. B. die Monte-Carlo-Simulation.

## zu 5 Kompensation von Sicherheitsdefiziten

zu (3)

Als zusätzlichen Maßnahmen der Bauwerksprüfung kann diesbezüglich z. B. eine Verringerung der Prüfabstände sinnvoll sein. Die Aufgabenblätter nach VV-WSV 2101 sind dann entsprechend der festgestellten Sicherheitsdefizite als objektbezogene Besonderheit anzupassen bzw. zu ergänzen. Die Inspektionsergebnisse sind in Kombination mit ggf. stattfindenden Messungen zu bewerten und separat zu dokumentieren.

## Anlage 2

### Beispiel für die Beprobung von Wasserbauwerken zur Ermittlung der Stoffkennwerte zur Untersuchung der Tragfähigkeit

#### Inhaltsverzeichnis

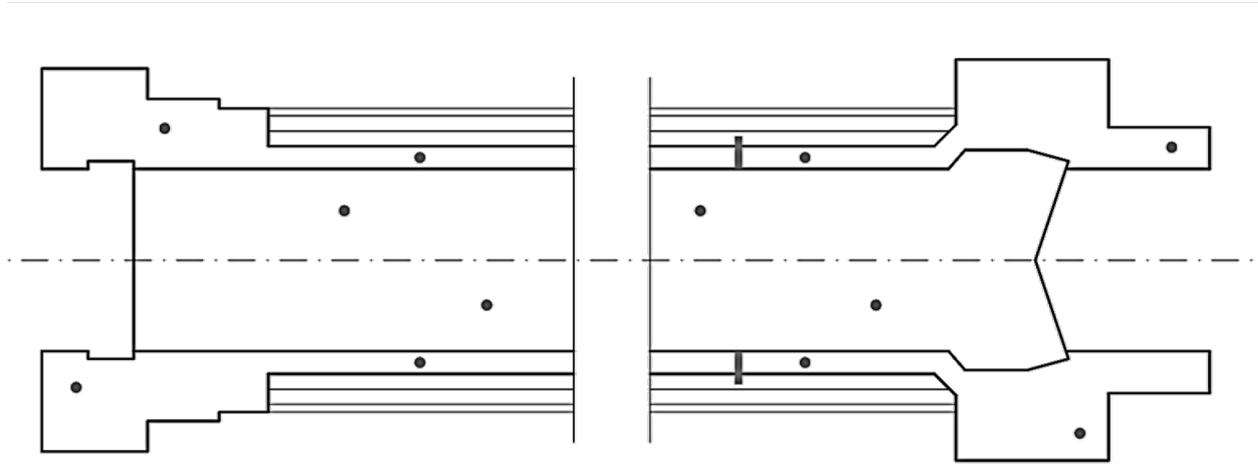
1	Vorbemerkung	A2-2
2	Beispiel Beprobung Schleusenammer	A2-3
3	Beispiel Beprobung Wehrpfeiler	A2-4

## 1 Vorbemerkung

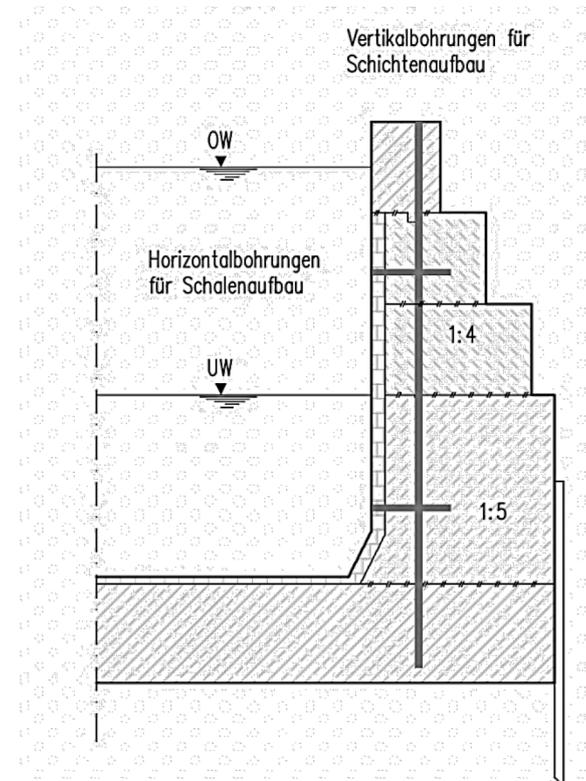
Ist eine Beprobung des Bauwerksbetons zur Erkundung des Aufbaus und zur Ermittlung von Betonkennwerten erforderlich, werden Bohrkerne entsprechend der unter Abschnitt 3.3.1.2 beschriebenen Vorgehensweise entnommen. Die folgenden Bilder stellen die prinzipielle Vorgehensweise am Beispiel einer Schleuse und einer Wehranlage dar. Vertikalbohrkerne werden, falls für die Fragestellung erforderlich, beispielsweise in den Wehrpfeilern oder den Schleusenkammerwänden bzw. Häuptern über die gesamte Bauteilhöhe entnommen. Meist ist es vorteilhaft, in Abhängigkeit von den Untersuchungszielen und -randbedingungen, diese bis in den Baugrund weiterzuführen. Gleiches gilt für Vertikalbohrkerne im Sohlbereich. Mit Horizontalbohrkernen wird ebenfalls in Verbindung mit der Ermittlung von Materialkennwerten der Aufbau der Bauwerksstruktur erkundet.

## 2 Beispiel Beprobung Schleusenammer

Lage der Bohransatzpunkte: •

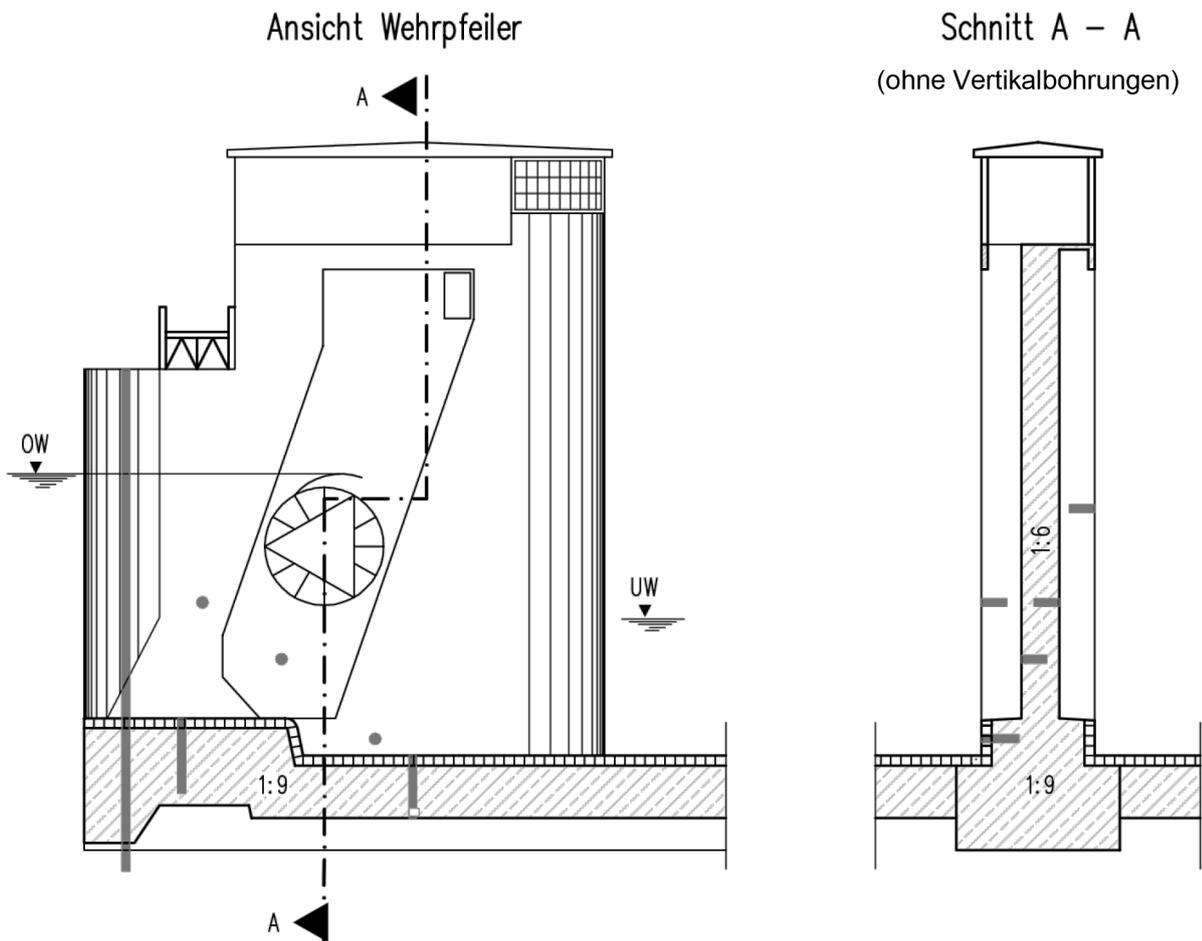


Querschnitt durch Schleusenammer mit Anordnung der Entnahmebohrungen:



### 3 Beispiel Beprobung Wehrpfeiler

Lage der Bohransatzpunkte: •



## Anlage 3

### Ermittlung von charakteristischen Wasserständen und Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten

#### Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkung	A3-2
2	Ermittlung von charakteristischen Wasserständen	A3-3
3	Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Widerstände	A3-4
3.1	Einwirkung Wasser	A3-4
3.2	Einwirkung Eigenlast	A3-6
3.3	Widerstand Betonfestigkeit	A3-6

## 1 Vorbemerkung

Diese Anlage behandelt spezielle Fragestellungen des Sicherheitskonzeptes für Wasserbauwerke, die vorwiegend in den Nachrechnungsstufen B und C von Bedeutung sind. In den Stufen B und C werden eingehendere Untersuchungen vorgenommen, bei denen die Basisvariablen von Einwirkungen und Widerständen genauer ermittelt werden.

Die Einwirkung Wasser stellt eine Leiteinwirkung für Wasserbauwerke dar. Ihre Ermittlung als veränderliche Einwirkung ist in DIN 19702 in Verbindung mit DIN EN 1990 als 99%-Quantile der entsprechenden Verteilung, in der Regel eine GUMBEL-Verteilung, geregelt. Die 99%-Quantile entspricht dem Reziprokwert der planmäßigen Nutzungsdauer  $T_N = 100$  Jahre. Häufig liegen bei einer Bauwerks-Nachrechnung nur wenige Datensätze zur Bestimmung einer entsprechend langen Reihe vor, weshalb ein Verfahren auf der Grundlage einer mindestens dreijährigen Beobachtung angegeben wird, vgl. 2.

Mit den aus den Untersuchungen gemäß Tabelle 1 bzw. Abschnitt 3 gewonnenen Variationskoeffizienten  $V_i$  können die Teilsicherheitsbeiwerte für die ungünstige Wirkung dieser Einwirkungen sowie für Widerstände modifiziert werden. Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit des jeweiligen Variationskoeffizienten können aus Grafiken entnommen werden, vgl. folgenden Abschnitt 3.

Den Nachweisstufen A, B und C liegt bezüglich des Sicherheitskonzeptes zunächst das Restnutzungsdauerkonzept zugrunde (Kunz et al., 2013, Kunz, 2015). Das Restnutzungsdauerkonzept sieht für ein bestehendes Bauwerk die Übertragung der planmäßigen Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit beim Neubau, die mit  $\beta = 3,8$  entsprechend  $P_f = 10^{-4}$  beziffert werden kann, auf die restliche Zeit  $T_{RN} = (T_N - t)$  vor, wenn bis zu einem Zeitpunkt  $t$  kein Versagen eingetreten ist. Das hierbei zugrunde liegende Nachweisprinzip ist, dass die Zuverlässigkeit über die Restnutzungsdauer  $T_{RN}$  so angepasst wird, dass die ursprüngliche Ziel-Zuverlässigkeit  $F_T(t)$  wie bei der Herstellung eingehalten wird, so dass die sozial-adäquate Sicherheit aufrechterhalten bleibt. Zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten im Rahmen des Teilsicherheitskonzeptes nach DIN EN 1990, bei denen vom Prinzip Basisvariablen für eine 100-jährige Nutzungszeit Verwendung finden, wird ein äquivalenter Zuverlässigkeitsindex  $\text{äqu.}\beta_{TRN}$  berechnet, indem die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit für die Restnutzungsdauer  $p_{f,TRN,1}$  auf 100 Jahre bezogen wird:

$$\text{äqu.}\beta_{TRN} = -\Phi^{-1}(100 \cdot p_{f,TRN,1}) = -\Phi^{-1}\left(T_N \cdot \frac{-\ln[-(\Phi(-\beta_{TN}) - 1)]}{T_{RN}}\right) \quad (\text{A3.1})$$

Eine für die Betrachtung bestehender Wasserbauwerke „vernünftige“ weitere Nutzungsdauer - auch Restnutzungsdauer, wenn die geplante noch nicht abgelaufen ist - sollte ein Weiterbetreiben des Bauwerks ohne kurzfristige Besorgnisse ermöglichen und bedeutet ggf. nach dieser Zeit eine „statische Wiedervorlage“, also eine erneute Überprüfung, wenn nicht zuvor andere Sachverhalte dazu zwingen. Bei erfolgreichem Nachweis würde das Bauwerk als „sicher“ weiter betrieben. Es bleibt offen, das bestehende Bauwerk in mehreren weiteren Nutzungsdauern weiter zu betreiben oder aber auch eine „aufgezehrte“ Zuverlässigkeit am Ende dieser weiteren Nutzungsdauer festzustellen. Ein größerer Bauwerksbestand sowie längere Planungs- und Ausführungszeiten, wie bei Wasserbauwerken der WSV, erfordern eine längere weitere Nutzungsdauer, womit ein  $T_{RN} = 30$  Jahre einen vernünftigen Ausgangswert darstellt. Der äquivalente Zuverlässigkeitsindex beträgt 3,49.

## 2 Ermittlung von charakteristischen Wasserständen

Für Wasser als ständige Einwirkung sind die Wasserstände in Höhe von Konstruktionsoberkanten (z. B. Plattformen von Schleusen) oder sonstigen geometrischen Begrenzungen anzusetzen. Liegen für Wasser als veränderliche Einwirkung keine gemäß DIN 19702 ermittelten Wasserstände vor, so sind Wasserstände ebenfalls in Höhe von Konstruktionsoberkanten (z. B. Plattformen von Schleusen) oder ggf. „fixierte“ Höhenkoten anzusetzen und wie ständige Einwirkungen zu behandeln.

Nur über wenige Jahre verfügbare Messungen von Wasserständen als veränderliche Einwirkung können über die GUMBEL-Verteilungsfunktion auf andere Zeiträume transformiert werden, Maniak (2005), PI-ANC (2015). Im Rahmen der Anwendung dieses Merkblatts wird die Einwirkung auf einen 100-jährigen Zeitraum transformiert, um mit den angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten das Restnutzungsdauerkonzept zu erfüllen.

Aus der Beobachtungsreihe, empfohlen wird eine Beobachtung über mindestens 3 Jahre, werden Mittelwert  $\mu_{ob}$  und Standardabweichung  $\sigma_{ob}$  statistisch ermittelt. Die Wasserstände werden mit  $x$  als zu ermittelnde Quantile über die Verteilungsfunktion der GUMBEL-Verteilung berechnet:

$$F(x) = 1 - \exp\left(-\exp\left(\frac{-(x-a)}{b}\right)\right), \quad b > 0 \quad (A3.2)$$

Die zugehörige Verteilungsdichtefunktion ist:

$$f(x) = \frac{1}{b} \exp\left(-\left(\frac{x-a}{b}\right) - \exp\left(\frac{-(x-a)}{b}\right)\right), \quad \sigma_{ob} > 0 \quad (A3.3)$$

Die Parameter  $a$  und  $b$  lassen sich folgendermaßen bestimmen:

$$\sigma_{ob} = \frac{b \cdot \pi}{\sqrt{6}} \Rightarrow b = \frac{\sigma_{ob} \cdot \sqrt{6}}{\pi} = b_{ob} \quad (A3.4)$$

$$\mu_{ob} = a - 0,5772 \cdot b \Rightarrow a = \mu_{ob} + 0,5772 \cdot b \quad (A3.5)$$

Die kurzzeitige Beobachtungsreihe darf näherungsweise als Ein-Jahresreihe angenommen werden. Die Transformation erfolgt über:

$$b_{100\text{Jahre}} = b_{ob} \quad (A3.6)$$

$$a_{100\text{Jahre}} = (\mu_{ob} - b_{ob} \cdot \ln 100) + 0,5772 \cdot b_{ob} \quad (A3.7)$$

Die Bestimmung des charakteristischen Werts liefert Gleichung (A3.2).

Niedrigwasser-Analysen können sinngemäß durchgeführt werden; anstelle von  $-(x-a)/b$  in den Verteilungsfunktionen (A3.2) und (A3.3) wird  $+(x-a)/b$  eingesetzt, um den Funktionsast auf der Seite der Kleinstwerte zu erfassen.

### 3 Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Widerstände

Der nachfolgenden Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten liegt das Restnutzungsdauerkonzept für eine Restnutzung von  $T_{RN} = 30$  Jahren zugrunde, siehe Abschnitt 1. Die charakteristischen Werte, die mit den so modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden, sind dennoch für eine Nutzungsdauer von  $T_N = 100$  Jahren zu ermitteln, da die Modifizierung über den äquivalenten Zuverlässigkeitsindex  $\text{äqu.}\beta_{TRN}$  bewerkstelligt wird. Nur durch diese Methodik wird die Gesamt-Zuverlässigkeit eingehalten, siehe Abschnitt 1. Bei der Ermittlung der nachfolgenden Teilsicherheitsbeiwerte wurde die Modellunsicherheit jeweils zu  $\gamma_{Ed} = \gamma_{Rd} = 1,05$  angesetzt, da über eine qualifizierte Bestandsaufnahme am Bauwerk Modellunsicherheiten gegenüber dem Entwurfsstatus für Neubauten weiter reduziert werden.

#### 3.1 Einwirkung Wasser

Zur Bestimmung des charakteristischen Kennwerts für Wasser als veränderliche Einwirkung und aus begrenzten Zeitreihen siehe Abschnitt 1.

Die Bezugshöhe zur Bestimmung des Variationskoeffizienten für den Wasserstand ist der jeweilige Bemessungsschnitt, vereinfacht darf jedoch hierfür die Bauwerkssohle angenommen werden. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung Wasser für die im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme gewonnenen Kennwerte wird aus Bild A3.1 und ggf. aus Bild A3.2 entnommen.

Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$  für Wasserdruckkraft

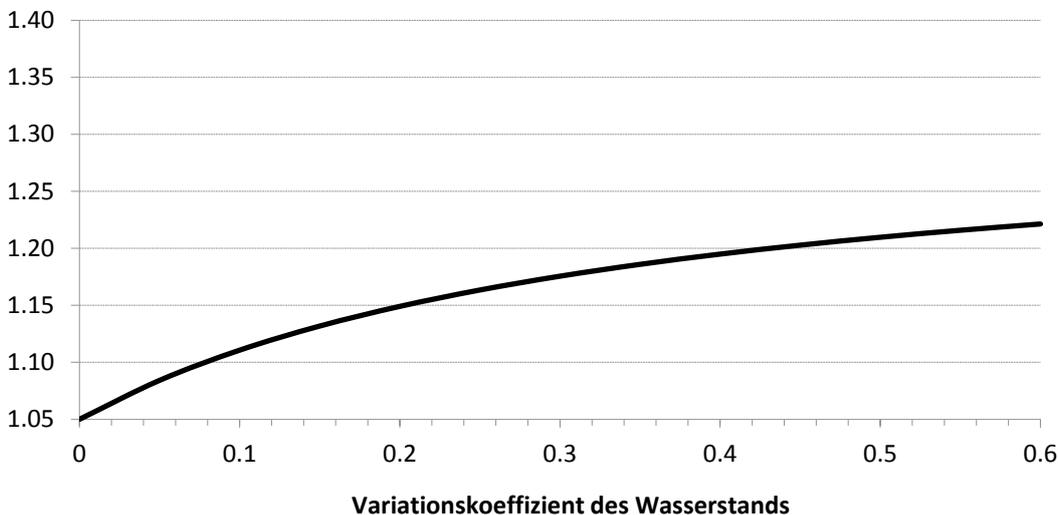


Bild A3.1: Teilsicherheitsbeiwert für die Wasserdruckkraft  $\gamma_Q = f(V)$

In bestimmten Fällen ist es sinnvoll, die Wasserdruckkraft direkt als Bemessungswert anzusetzen, indem sie über den Bemessungswasserstand errechnet wird. Hierzu ist der Netto-Bemessungswasserstand  $H_{d,W}$  aus dem charakteristischen Wasserstand  $H_{k,W}$  über  $H_{d,W} = H_{k,W} \cdot \gamma_{f,1}$  mit  $\gamma_{f,1}$  aus Bild A3.2 zu berechnen. Wasserdruckkraft, Schnittgröße oder Beanspruchung im Bemessungszustand sind schließlich mit

der Modellunsicherheit  $\gamma_{Ed} = 1,05$  zu multiplizieren. Weitergehende Informationen finden sich in Kunz (2014).

#### Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{f,1}$ für Wasserstandshöhe

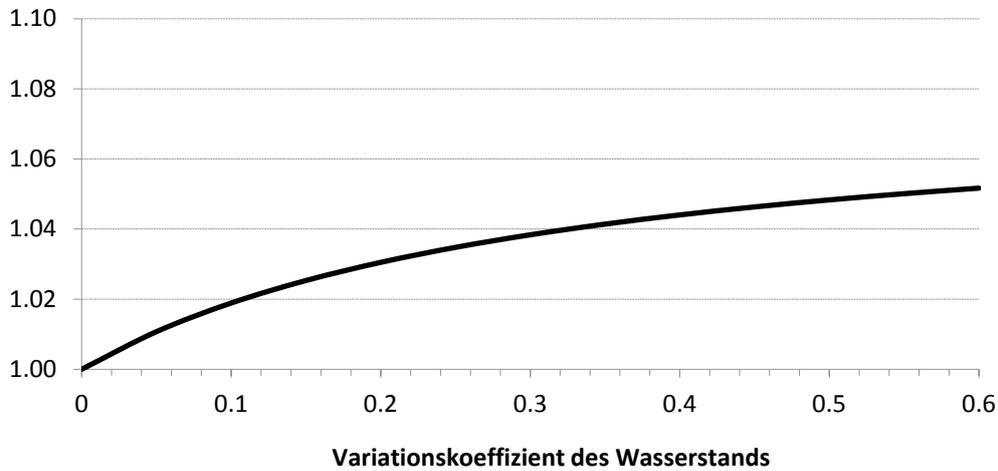


Bild A3.2: Teilsicherheitsbeiwert für die Wasserstandshöhe  $\gamma_{f,1} = f(V_i)$

### 3.2 Einwirkung Eigenlast

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung „Eigenlast“, in der Regel sind dies Lasten aus Beton oder Mauerwerk, für die im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme gewonnenen Kennwerte wird aus Bild A3.3 entnommen.

#### Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G$ für Eigenlasten

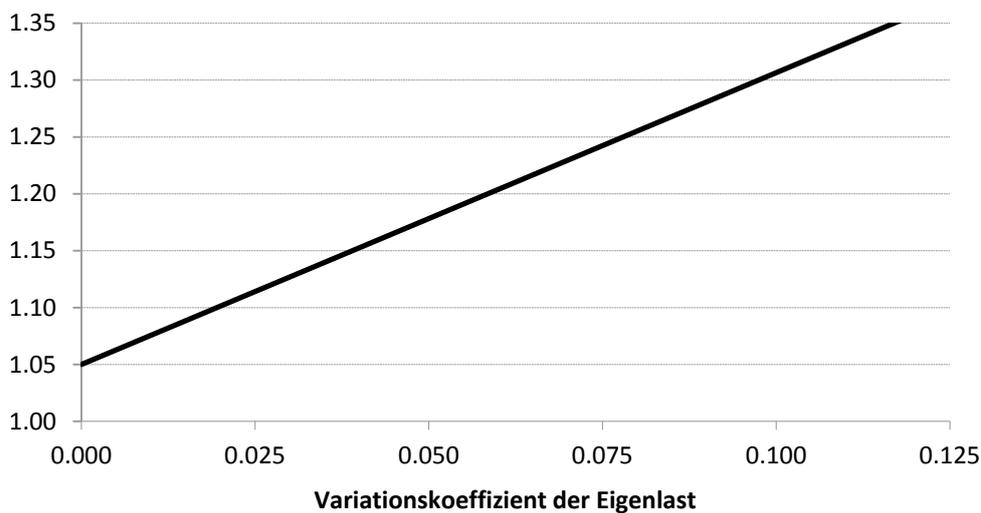


Bild A3.3: Teilsicherheitsbeiwert für Eigenlasten  $\gamma_G = f(V_i)$

### 3.3 Widerstand Betonfestigkeit

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Betonfestigkeit, abgeleitet aus den im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme gewonnenen Kennwerten, wird aus Bild A3.4 entnommen. Berücksichtigt ist dabei der Entfall des Übertragungsfaktors, da die Proben direkt aus dem Bauwerk entnommen werden. In der außergewöhnlichen Bemessungssituation kann das Mittel aus dem Diagrammwert und 1,0 verwendet werden.

**Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  für Betonfestigkeit**

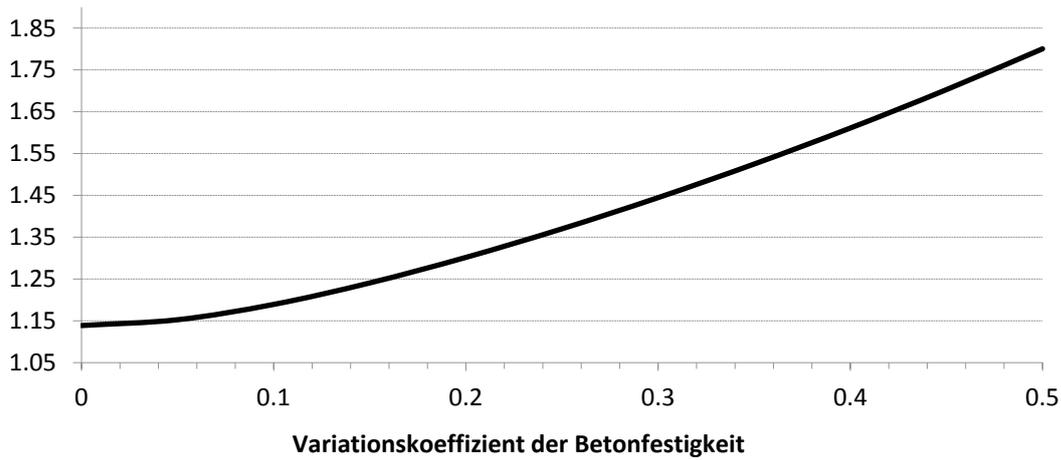


Bild A3.4: Teilsicherheitsbeiwert für Betondruck- bzw. -zugfestigkeit  $\gamma_c = f(V_c)$  für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation