

12.12.2024

Erweiterung und Instandsetzung Hochwasserrückhaltebecken Straußfurt

Teil B:
Abschlussbauwerk (TO11)
Unterlage 5.0 – Lastenheft

Entwurfs- und Genehmigungsplanung



Blick vom Tosbecken auf das Abschlussbauwerk

Ingenieurgemeinschaft HRB Straußfurt
c/o Tractebel Hydroprojekt GmbH
Rießnerstraße 18
99427 Weimar

TRACTEBEL


 **INROS LACKNER**

Ingenieurgemeinschaft HRB Straußfurt

c/o Tractebel Hydroprojekt GmbH
Rießnerstraße 18 | 99427 Weimar
Tel: +49 3643 746-400 | Fax: +49 3643 746-405
hydroprojekt-DE@tractebel.engie.com
www.hydroprojekt.de

Unterschriftenblatt

Projekt **Erweiterung und Instandsetzung HRB Straußfurt**
Teil B:
Abschlussbauwerk (TO11)
Unterlage 5.0 – Lastenheft

Projektnummer 100 3492 (Tractebel Hydroprojekt GmbH)
2022-0617 (Inros Lackner SE)

Auftraggeber **Thüringer Fernwasserversorgung**
Anstalt des öffentlichen Rechts
Haarbergstr. 37
99097 Erfurt

Freigabe:


i. V. Dr. Michael Sabrowski
Leiter Stauanlagenmanagement
Erfurt, den 12.12.2024


i. V. Detlef Hogg
Projektingenieur

Auftragnehmer **Ingenieurgemeinschaft HRB Straußfurt**
c/o Tractebel Hydroprojekt GmbH
Rießnerstraße 18
99427 Weimar

Projektleitung Dipl.-Ing. Lars Schaarschmidt

Fachliche Qualitätssicherung Dipl.-Ing. Holger Rosenkranz

Bearbeitung Dr.-Ing. Marko Schwitzke

Dresden, 12.12.2024

Ingenieurgemeinschaft HRB Straußfurt


Lars Schaarschmidt
Projektleiter


Marko Schwitzke
Projektingenieur

Lastenheft

INHALTSVERZEICHNIS

1	Vorbemerkungen	1
1.1	Zielstellung des Vorhabens	1
1.2	Aufgabenstellung	2
1.3	Beschreibung des Bauwerks	2
1.4	Baugrube und Bauphasen	4
2	Baugrund	5
2.1	Baugrundverhältnisse	5
2.2	Geotechnische Kategorie	10
2.3	Spundwände	10
2.4	Temporären Verpressanker	11
2.5	Schrägstäbe/Stahlrammpfähle	11
2.6	Gründungsempfehlung	11
2.6.1	Wehrkörper	11
2.6.2	Tosbecken	12
2.6.3	Flügelwand	12
2.7	Grundwasser	12
3	Bemessungswasserstände und Freiborde	13
3.1	Bauzustand	13
3.2	Plan- bzw. Endzustand	14
4	Materialkenngrößen	16
4.1	Beton	16
4.2	Betonstahl	16
4.3	Baustahl	16
5	Berechnungsgrundlagen Baugrube	17
5.1	Baugrubenkonzept	17
5.2	Lastannahmen	17
5.2.1	Eigenlast	17
5.2.2	Erddruck	17
5.2.3	Wasserdruck	17
5.2.4	Verkehrslasten (Bereich Baugrube)	17

5.2.5	Außergewöhnliche Einwirkungen	18
5.2.5.1	Eisdruck	18
5.2.5.2	Treibgut	18
5.2.5.3	Wellenlasten	18
5.3	Korrosion bei Stahlspundwänden	18
5.4	Offene Wasserhaltung	18
5.5	Bemessungssituation	18
5.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	19
5.5.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	20
6	Berechnungsgrundlagen Massivbau	21
6.1	Lastannahmen	21
6.1.1	Eigenlast	21
6.1.2	Wasserdruck	21
6.1.2.1	Oberirdische Gewässer	21
6.1.2.2	Grundwasser	21
6.1.2.3	Wasserdruck im Inneren von Bauteilen	21
6.1.3	Erddruck	21
6.1.4	Auflasten	22
6.1.4.1	Lasten aus dem Stahlwasserbau	22
6.1.4.2	Lasten aus dem Brückenüberbau	22
6.1.5	Verkehrslasten	23
6.1.5.1	Personenverkehr	23
6.1.5.2	Fahrzeugverkehr	23
6.1.5.3	Bau- und Montagezustand	24
6.1.6	Wellenlasten	24
6.1.7	Schnee- und Eislasten	25
6.1.7.1	Schneelasten	25
6.1.7.2	Eislasten	25
6.1.8	Temperaturänderungen und Schwindeinflüsse	25
6.1.9	Bergbauliche Einwirkungen	26
6.1.10	Erdbebeneinwirkungen	26
6.1.11	Außergewöhnliche Einwirkungen	26
6.1.12	Kolkbildungen	26
6.2	Integrales Bauwerk	26
6.3	Bemessungssituationen	27
6.3.1	Sicherheitskonzept	27
6.3.2	Gesamtsicherheitskonzept gem. [DIN 19700]	29
6.3.3	Nachweis der Tragfähigkeit nach [DIN 19700-11]	29
6.3.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [DIN 19702]	31

6.3.5	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	32
6.3.6	Konstruktive Durchbildung	32
7	Berechnungsgrundlagen Stahlwasserbau	34
7.1	Lastannahmen	34
7.1.1	Ständige Lasten	34
7.1.2	Veränderliche Lasten	34
7.1.2.1	Hydrostatische Einwirkungen	34
7.1.2.2	Hydrodynamische Einwirkungen	34
7.1.2.3	Hydrodynamische Einwirkungen bei Bewegung des Verschlusskörpers	35
7.1.2.4	Eisaufasten	35
7.1.2.5	Eisdruck	35
7.1.2.6	Verkehrslast	36
7.1.2.7	Massenkräfte	36
7.1.2.8	Änderung der Stützbedingungen	36
7.1.2.9	Temperatureinflüsse	36
7.1.2.10	Schiffsreibung	37
7.1.2.11	Schiffsstoß	37
7.1.2.12	Windlast	37
7.1.2.13	Trossenzugkräfte auf Poller	37
7.1.2.14	Transport, Montage und Reparaturzustand	37
7.1.2.15	Frischbetondruck	37
7.1.2.16	Lager- und Dichtungsreibung	38
7.1.2.17	Sonstige Einwirkungen	39
7.1.3	Außergewöhnliche Lasten	39
7.1.3.1	Verlust des Auftriebes infolge Leckage der Luftkammer	39
7.1.3.2	Einwirkungen des Antriebes im Störfall	39
7.1.3.3	Einwirkungen von Erdbebenkräften	39
7.1.3.4	Zweiseitig angetriebene Verschlusskörper	39
7.1.3.5	Bewegungsbehinderung durch Fremdkörper	39
7.2	Bemessungssituationen	41
7.2.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	41
7.2.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	43
7.3	Konstruktive Durchbildung	44
7.3.1	Allgemeines	44
7.3.2	Mindestblechdicken	44
7.3.3	Schraubenverbindungen	44
7.3.4	Schweißverbindungen	45
7.3.5	Ausschnitte	45

7.3.6	Futterbleche	45
8	Berechnungsgrundlagen Brückenbauwerk	46
8.1	Lastannahmen	46
8.1.1	Ständige Lasten	46
8.1.2	Veränderliche Lasten	46
8.1.2.1	Einwirkungen aus vertikalen Verkehrslasten	46
8.1.2.2	Einwirkungen aus horizontalen Verkehrslasten	47
8.1.3	Weitere Lastmodelle	47
8.1.3.1	Verkehrslasten auf Kappen	47
8.1.3.2	Einwirkungen auf Geländer	48
8.1.3.3	Schneelast	48
8.1.3.4	Windlast	48
8.1.3.5	Temperatur	48
8.1.3.6	Anheben zum Auswechseln von Lagern	50
8.1.3.7	Wahrscheinliche und mögliche Baugrundbewegungen	50
8.1.3.8	Ermüdungsberechnung	50
8.1.4	Außergewöhnliche Lasten	50
8.1.4.1	Anpralllasten aus Fahrzeugen unter der Brücke	50
8.1.4.2	Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen von Straßenbrücken	50
8.1.4.3	Anpralllasten auf Schrammborde	50
8.1.4.4	Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesystem	51
8.2	Integrales Bauwerk	51
8.3	Bemessungssituationen	51
8.3.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	51
8.3.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	53
8.4	Konstruktive Durchbildung	53
9	Revisionsverzeichnis	54

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Lage des HRB	1
Abbildung 2: Auszug aus der Übersichtskarte gem. [30], Anlage 1-2	5
Abbildung 3: Auszug aus dem geotechnischen Bericht 2014 [30] Altaufschluss KB 2/1952 von 1952	6
Abbildung 4: Bodenprofil 3/14 gem. [30] Anlage 2.2	7
Abbildung 5: Bodenprofil 3/14 gem. [30] Anlage 2.2	8
Abbildung 6: schematische Übersicht des Zuverlässigkeitskonzepts	28

<i>Abbildung 7: Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungen auf Tragwerke im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Versagen des Tragwerks) gem. Tabelle 1 [DIN 19702]</i>	31
<i>Abbildung 8: Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungen auf Stahlkonstruktionen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) gem. Tabelle 5 [DIN 19704-1]</i>	41

TABELLENVERZEICHNIS

<i>Tabelle 1: Charakteristischen Bodenkennwerte gem. [30]</i>	9
<i>Tabelle 1: Erfahrungswerte zur Vorbemessung des charakteristischen Spitzenwiderstands $q_{b,k}$ und der Mantelreibung $q_{s,k}$ von offenen Stahlprofilen in nichtbindigen Böden</i>	11
<i>Tabelle 1: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Verpressmörtepfähle (VM-Pfähle)</i>	11
<i>Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte (Auszug aus [DIN 1054])</i>	19
<i>Tabelle 3: Verdichtungserddruck gem. [DIN 4085]</i>	22
<i>Tabelle 4: Zuordnung der Lastfälle und TWB zu Bemessungssituationen</i>	29
<i>Tabelle 5: Reibungszahlen für Stahlkonstruktionen gem. [DIN 19704] Tabelle 3</i>	38
<i>Tabelle 6: Reibungszahlen für Maschinenkonstruktionen gem. [DIN 19704] Tabelle 4</i>	38
<i>Tabelle 7: Größte Rand- und Lochabstände bei Schraubenverbindungen</i>	45
<i>Tabelle 8: Kombinationswerte für Straßenbrücken</i>	52
<i>Tabelle 9: Teilsicherheitsbeiwerte für Straßenbrücken</i>	53

QUELLENVERZEICHNIS

[a] ... Technische Richtlinien (Normen und Vorschriften)

- [1] DIN 488-1: Bewehrungsstahl.
- [2] DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 3: Bauausführung.
- [3] DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- [4] DIN 4085: Baugrund – Berechnung des Erddruckes.
- [5] DIN 19700-10: Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen.
- [6] DIN 19700-11: Stauanlagen – Teil 11: Talsperren.
- [7] DIN 19700-12: Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken.
- [8] DIN 19702: Massivbauwerke im Wasserbau. Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.
- [9] DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern.

- [10] DIN 19703: Schleusen der Binnenschifffahrtsstraßen.
- [11] DIN 19704-1: Stahlwasserbauten.
- [12] DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [13] DIN EN 1991-1: Einwirkungen auf Tragwerke.
- [14] DIN EN 1992-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- u. Spannbetontragwerken.
- [15] DIN EN 1997-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.
- [16] EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“.
- [17] EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen.
- [18] MFZ: BAW Merkblatt „Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken“.
- [19] ZTV-Ing: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten.
- [20] ZTV-W LB 205: Erdarbeiten.
- [21] ZTV-W LB 215: Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton.
- [b] ... Projektunterlagen**
- [22] m4 Ingenieure GmbH: Hochwasserrückhaltebecken Straußfurt, Sicherheitsbericht zur vertieften Überprüfung, Februar 2021.
- [23] m4 Ingenieure GmbH: HRB Straußfurt – Vergrößerung des Hochwasserrückhalterums, Juni 2020.
- [24] INROS LACKNER SE: Machbarkeitsstudie Ersatzneubau des Abschlussbauwerks des HRB Straußfurt, August 2021.
- [25] Erläuterungsbericht Vorplanung, INROS LACKNER SE, NL Dresden, 29.09.2023
- [26] Ingenieurgemeinschaft HRB Straußfurt, c/o Tractebel Hydroprojekt GmbH: HRB Straußfurt – Geotechnisches Erkundungskonzept und Erkundungsprogramm, März 2023.
- [27] INROS LACKNER SE: Vorplanung – Vorstatische Betrachtungen verschiedener Varianten zur Baugrubensicherung und Flügelwände des neuen Bauwerks, 24.07.2023
- [28] Ingenieurgeologisch/seismologische Vorbewertung über die Notwendigkeit eines seismologischen Gutachtens am Standort des HRB Straußfurt; Kreis Sömmerda. Referat 82 des TLUBN, Frank Hähne, Weimar, 14.03.2019.
- [29] Hydrologische Gutachten HRB Straußfurt (Reg.-Nr. 030). Nachweis der Hochwassersicherheit. 26.08.2020
- [30] Geotechnische Untersuchungen nach DIN EN 1997-2 und DIN 4020. TFW-Auftragsnummer: 140065330.06.2015. Ingenieurbüro Geotechnik Umweltschutz Hauck. Fassung 03.06.2024.
- [31] Geotechnisches Erkundungskonzept und Erkundungsprogramm mit Kostenschätzung. 13.02.2023

1 Vorbemerkungen

1.1 Zielstellung des Vorhabens

Das Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Straußfurt ist ein wesentlicher Bestandteil des funktionalen Hochwasserschutzes für die Gebiete an der unteren Unstrut. Das HRB soll nach über 60 Jahren Betrieb instandgesetzt und erweitert werden. Geplant ist das Rückhaltebecken um $1,00\text{ m}$ zu erhöhen. Damit soll sich das Speichervolumen von 18,6 Mio. Kubikmetern um ca. 10 Mio. Kubikmeter erweitert werden. Das bedeutet, dass Bauwerke in ihrer Höhe baulich angepasst, Ersatzbauwerke sowie neue Dammbauwerke, bei Erfordernis mit zugehörigem Schöpfwerk, errichtet werden müssen.

Ziel des Vorhabens ist es weiterhin, die notwendigen Anlagenobjekte des HRB so instand zu setzen, dass seine regelwerkskonforme Nutzungsdauer insgesamt für weitere 50 Jahre gegeben ist. Seit der Inbetriebnahme des HRB sind diverse alters- und nutzungsbedingte Schäden an den Bauwerken entstanden. Der Neubau des Abschlussbauwerkes ist mittelfristig unabhängig von der Erweiterung des HRB notwendig, da die Dauerhaftigkeit eingeschränkt ist. Die Standsicherheit des Bauwerkes ist derzeit gegeben.

Das HRB staut die Unstrut, deren Hauptvorfluter die Saale ist. Das Gesamteinzugsgebiet hat eine Fläche von 2.044 km^2 und besteht aus weiten Teilen des Thüringer Beckens und Bereichen des nördlichen Thüringer Waldes.

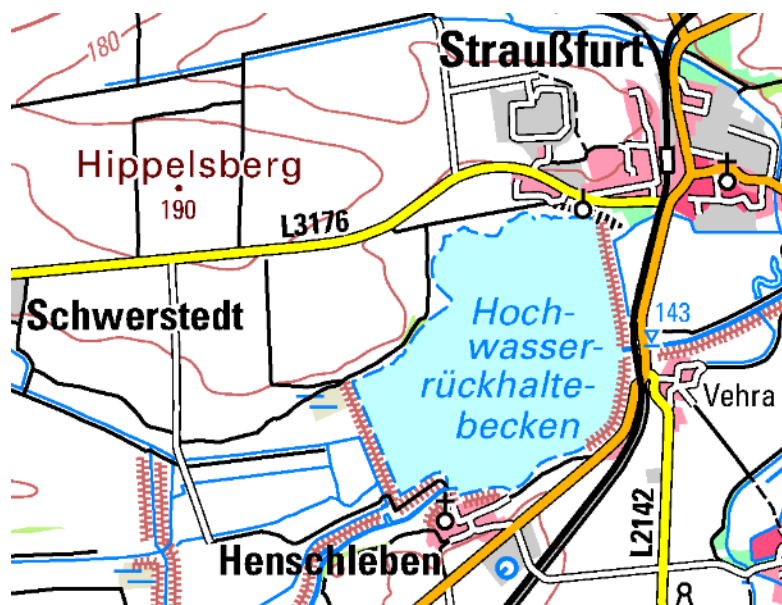


Abbildung 1: Lage des HRB

Die Durchgängigkeit der Unstrut wird nicht verändert und ist aktuell außerhalb des Teildauerstauzeitraumes (Oktober bis April) gegeben. Die bauliche Umsetzung des Vorhabens soll unter Aufrechterhaltung der Funktion des HRB erfolgen. Die Fertigstellung ist für 2034 anvisiert.

1.2 Aufgabenstellung

Im Lastenheft werden die wesentlichen Grundlagen, Randbedingungen und Anforderungen für die Konstruktion und den statischen Berechnungen für den Teil Massivbau, Stahlwasserbau und die Maschinenkonstruktionen zusammengefasst und beschrieben.

Das Lastenheft wird im Rahmen der weiteren Planungsphasen fortgeschrieben und an die jeweils aktuellen neuen Erkenntnisse und Rahmenbedingungen angepasst.

1.3 Beschreibung des Bauwerks

Bei der Planung der Massivbauwerke sind die Regelwerke des Wasserbaus sowie des Brückenbaus zu berücksichtigen. Vor diesem Hintergrund wird im Zuge des Lastenheftes zwischen Brücke und Wehr unterschieden.

Die zu erstellende Planung umfasst einen Ersatzneubau der Anlage für eine weitere Nutzungsdauer 100 Jahre (Massivbauwerk) und die Anhebung des Vollstauzieles um $1,00\text{ m}$ auf $+150,81\text{ m}$ NHN (Erweiterung Hochwasserschutzraum). Das bisherige Vollstauziel (bei $+149,81\text{ m}$ NHN (2016)) entspricht einem Stauraum von $18,6\text{ Mio. m}^3$ und ist gem. [DIN 19700-12] als großes Becken eingeordnet. Die Anlage ist damit der Talsperrenklasse 1 zugeordnet.

Das Abschlussbauwerk gliedert sich in die massiven Teilbauwerke und die Stahlwasserbauteile (wie Hubschütze und Revisionsverschlüsse) sowie bauzeitlich der Baugrube. Zu den massiven Teilbauwerken des Abschlussbauwerks zählen das Wehrbauwerk, die Flügelwände, das Tosbecken mit den dazugehörigen Wehrwangen sowie die Wehrbrücke. Die einzelnen Teilbauwerke sind durch Raumfugen voneinander getrennt.

Bei dem Wehrbauwerk handelt es sich um eine 4-feldrige Wehranlage mit einer lichten Wehrfelddbreite von jeweils $4,00\text{ m}$. Die Wehrpfeiler und Wehrwangen sind senkrecht zur Achse des Hauptdamms angeordnet. Die Wehrkonstruktion wird flach gegründet. Sie ist als Rahmentragwerk geplant, d.h. die Wehrwangen und Wehrpfeiler sind monolithisch mit der Bodenplatte verbunden. Die Wangen der Wehranlage und die Pfeiler dienen als Auflager für die Wehrbrücke. Der Brückenüberbau wird monolithisch an das Wehrbauwerk angeschlossen. Die Wangenbreiten betragen $1,00\text{ m}$ und die Pfeilerbreiten $1,50\text{ m}$. Wangen und Pfeiler sind oberwasserseitig abgerundet, unterwasserseitig wird auf eine Ausrundung der Pfeiler verzichtet.

Die Gründungsebene befindet sich auf $+139,40\text{ m}$ NHN. Die OK Bodenplatte befindet sich im Bereich der Wehrschwelle bei $+142,40\text{ m}$ NHN und fällt auf $+140,40\text{ m}$ NHN Richtung Tosbecken ab. Um im Bereich der Wehrschwelle eine massive und hochbewehrte Bodenplatte mit einer Höhe von $3,00\text{ m}$ zu vermeiden, wird für die Herstellung der Bodenplatte in diesem Bereich zunächst eine $2,00\text{ m}$ hohe Magerbetonschicht aufgebracht. Auf dieser wird anschließend die $1,00\text{ m}$ hohe Bodenplatte hergestellt. Aufgrund der Herstellung der Gesamtanlage in zwei Bauabschnitten (BA) ist am Übergang vom 1. BA (Nord) zum 2. BA (Süd) eine Arbeitsfuge in der Bodenplatte angeordnet. Eine oberwasserseitig angeordnete Sickerwegverlängerung verhindert ein Unterströmen.

Die massiven Flügelwände schließen nördlich und südlich an das Wehr an und binden in den Hauptdamm ein. Die Konstruktion wird flach gegründet. Die Gründungsebene befindet sich wie beim Wehrbauwerk auf +139,40 m NHN. An dem, dem Wehr abgewandten Ende der Flügelwände, wird an der Einbindung in den Hauptdamm eine Sickerwegverlängerung angeordnet. Die Flügelwände werden als Winkelstützwände hergestellt. Die Sohlplatte ist 9,00 m breit und 1,00 m hoch. Die oberwasserseitig angeordneten Stauwände (Flügelwände) sind 1,00 m breit und monolithisch an die Sohlplatte angeschlossen. Die Stauwände sind aus statischen Gründen in Querrichtung ausgesteift. Der Abstand der Quersteifen beträgt ca. 6,00 m.

Das massive Tosbecken schließt unterwasserseitig an das Wehr an. Im Anschluss an das Tosbecken ist fugenlos die Endschwelle angeordnet. In der Tosbeckensohle sind Entlastungsöffnungen für den Druckausgleich vorgesehen. Aufgrund der Herstellung der Gesamtanlage in zwei Bauabschnitten ist am Übergang vom 1. BA (Nord) zum 2. BA (Süd) eine Arbeitsfuge in der Bodenplatte angeordnet. Die Gründungssohle des Tosbeckens befindet sich auf +139,40 m NHN.

Die Wehrwangen bilden den seitlichen Abschluss des Tosbeckens. Die Wehrwangen sind flach gegründet. Diese werden als Winkelstützwand ausgebildet. Die Gründungssohle liegt bei +139,40 m NHN. Die Breite und Höhe der Sohlplatte wird nach statischen Erfordernissen im Zuge der Entwurfsplanung bestimmt. Die aufgehenden Wände der Wangen sind 5,50 m hoch (OK +145,90 m NHN). Den oberen Abschluss bildet ein 1,00 m hohes Holmgeländer.

Der auf dem Hauptdamm angeordnete Wartungsweg wird im Bereich des Wehres über die Unstrut überführt. Die Wehrbrücke wird als Vierfeld-Stahlbetonplatte ausgeführt. Die lichte Weite der einzelnen Brückenfelder beträgt, analog den Wehröffnungen, 4,00 m. Der 50 cm hohe Brückenüberbau ist biegesteif mit den Wehrwangen bzw. den Wehrpfeilern verbunden; die Anordnung von Lagern entfällt. An den seitlichen Überbaurändern werden auf der Dichtung aufliegende Randkappen mit 20 cm hohen Schrammborden angeordnet. Die Fahrbahnbreite beträgt 5,00 m, um einen LKW mit Ladekran auf den Brückenkappen abzuputzen. Auf den Kappen befindet sich auf der Westseite ein Füllstabgeländer mit einer Höhe von 1,10 m. Auf der Ostseite schließt die Bedienebene für den Stahlwasserbau an.

Die Anordnung der Revisionsverschlüsse erfolgt im Bereich des Brückenüberbaus. In der Überbauplatte werden dazu Aussparungen angeordnet, durch die im Bedarfsfall die Revisionsverschlüsse gesetzt werden können.

Die Bedienung der Wehranlage erfolgt von der Bedienebene aus. Die Bedienebene dient für Wartungs- und Instandhaltungszwecken für den Maschinenrahmen und der darauf applizierten Antriebstechnik für die Hauptverschlüsse. Ein unterwasserseitig angeordneter Bediensteg dient dem Ein- und Ausbau der Revisionsverschlüsse im Unterwasser. Die Laufflächen von Bedienebene und Bediensteg werden mit rutschfesten Gitterrosten gebildet.

Für die Revisionsverschlüsse werden aufgrund der Verringerungen der Undichtigkeiten und des schnellen Ein- und Ausbaus Gleitdammtafeln gewählt.

Als Verschlussorgane werden Doppelhakenschütze gewählt. Sie stellen einen zweiteiligen Verschluss dar, der jeweils aus einer Ober- und einer Untertafel besteht. Die Obertafel bildet die Form eines Hakens mit Überströmung, es stützt sich mit Rollen gegen die Untertafel. Die Untertafel ist ein Rollschütz mit gerader Stauwand. Um eine möglichst glatte Fläche zu erzielen, wird die Stauwand durch vertikale durchlaufende Rippen versteift. Diese geben ihrerseits die Kräfte auf Querträger ab. Es werden getrennte Antriebe für das Ober- und Unterschütz gewählt. Alle Betriebserfordernisse, wie z. B. das Absenken der Obertafel und das gleichzeitige Heben der Untertafel, können damit erfüllt werden.

1.4 Baugrube und Bauphasen

Das neue Bauwerk einschließlich Wehr, Flügelwände, Tosbecken, Wehrwangen und Wehrbrücke wird in zwei Bauabschnitten (BA 1 (Süd) und BA 2 (Nord)) errichtet. Dadurch wird sichergestellt, dass bauteilweise jeweils immer zwei Wehrfelder in Betrieb bleiben. Diese Technologie erfordert es, auch die Baugrube in zwei Bauabschnitte zu unterteilen. Die Funktion der Baugrube kann nur sichergestellt werden, wenn das Bestandsbauwerk im Zuge des BA 1 modifiziert wird. Folgende Sicherungsmaßnahmen am Bestandsbauwerk sind insbesondere erforderlich:

- Verlängerung des mittleren Wehrpfeilers bis zum Ende des Tosbeckens und
- Abdichtung des Bereichs zwischen UK Sohlplatte und Keuperschicht durch Bodeninjektion.

Im Zuge der Planung der Baugrubenumschließung wird zwischen Hochwasserschutzkonstruktion bzw. Baugrubenverbau unterschieden. Wasser aus dem Rückhaltebecken bzw. aus der Unstrut wird durch den Hochwasserschutz von der Baugrube ferngehalten. Das Eindringen von Grundwasser wird durch den Baugrubenverbau verhindert.

Die Baugrubensohle befindet sich bei +139,40 m NHN. Die Geländeoberkante ist veränderlich. Oberwasserseitig befindet sie sich bei ca. +145,70 m NHN und steigt im Bereich des Hauptdammes auf ca. +153,00 m NHN an. Unterwasserseitig befindet sich die GOK zwischen ca. +146,40 m NHN und +153,00 m NHN.

Oberwasserseitig wird für den Hochwasserschutz eine Oberkante von +151,0 m NHN und somit einen Abstand zur Baugrubensohle von 11,60 m festgelegt. Unterwasserseitig liegt die Oberkante des Hochwasserschutzes bei +146,50 m NHN. Hier beträgt der Abstand zur Baugrubensohle 7,10 m.

Die Dichtigkeit der Baugrube wird durch die Einbindung des Hochwasserschutz und des Baugrubenverbau in die anstehende schwer durchlässige Keuperschicht gewährleistet.

[a] ... Hochwasserschutz mit 11,60 m Höhe

Spundwand von der Baugrube abgerückt mit Drucksteifen in der Baugrube

[b] ... Hochwasserschutz mit 7,10 m Höhe und Baugrubenverbau

Der Hochwasserschutz mit 7,10 m Höhe und der Baugrubenverbau werden als einfach rückverankerte Wand ausgeführt. In Abhängigkeit von der Lage der Wand kommen horizontale Aussteifungen, Schrägstäbe aber auch geneigte Anker zum Einsatz.

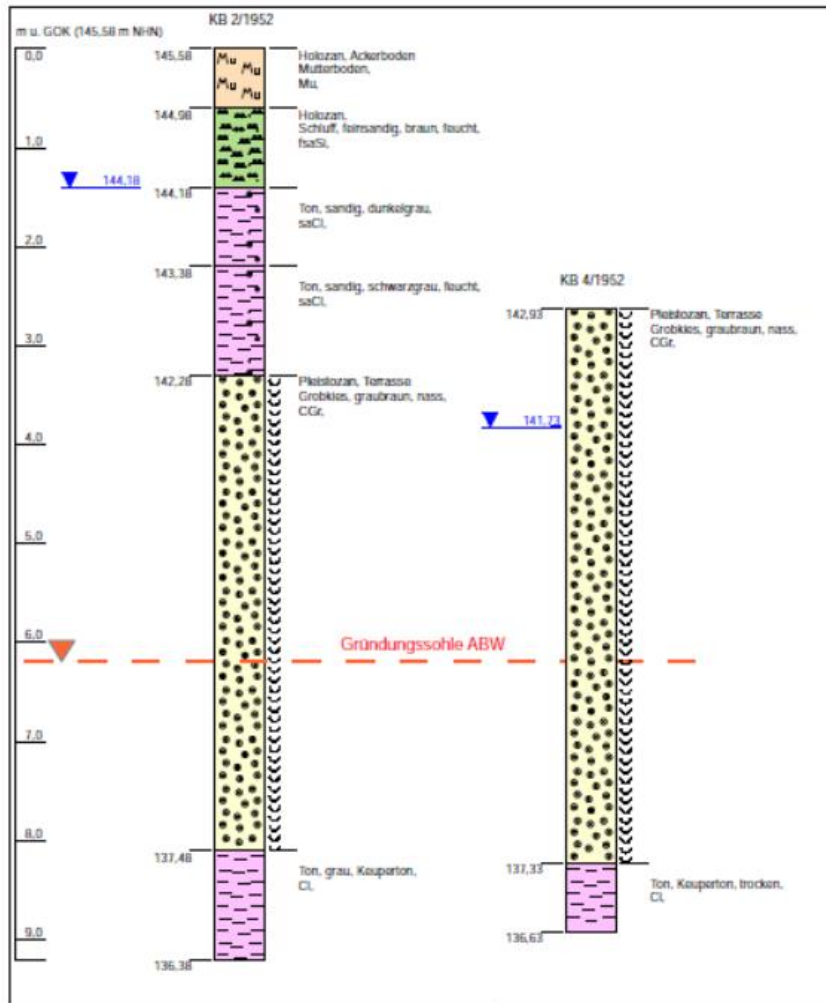


Abbildung 3: Auszug aus dem geotechnischen Bericht 2014 [30] Altaufschluss KB 2/1952 von 1952

Im Bereich um das Abschlussbauwerk ist durch die Baumaßnahmen der natürliche Schichtenaufbau gestört. Laut [30] ist davon auszugehen, dass im Nahbereich um die Stahlbetonplatte des ABW der Schichtenaufbau bis zu dessen Gründungssohle von +139,4 m NHN nicht in natürlicher Lagerung vorliegt. Es wird angenommen, dass gestörte Verhältnisse zumindest innerhalb der Spundwandverbaue vorliegen. Als Verfüllmaterial wurden in der Vergangenheit die Aushubböden verwendet. Im Zuge der Schichtansprache und in Auswertung der Laborversuche war es nur teilweise möglich, zwischen aufgefüllten natürlichen Bodenschichten und anstehender Bodenschicht zu unterscheiden. Unter Berücksichtigung der Höheneinordnung der Bodenplatte des Bauwerks, der Lage des Spundwandverbaus und der Lage der Bohrungen war zu erkennen, dass in den luftseitigen Bohrungen KB 1/2014 und 2/2014 bis ca. +139,4 m NHN Auffüllung vorliegt. KB 3/2014 und 4/2014 (wasserseitige Kernbohrungen) lagen dagegen außerhalb der ursprünglichen Baugrube des Abschlussbauwerkes.

Die nachfolgenden Auszüge wurden aus [30] Anlage 2.2 exemplarisch entnommen.

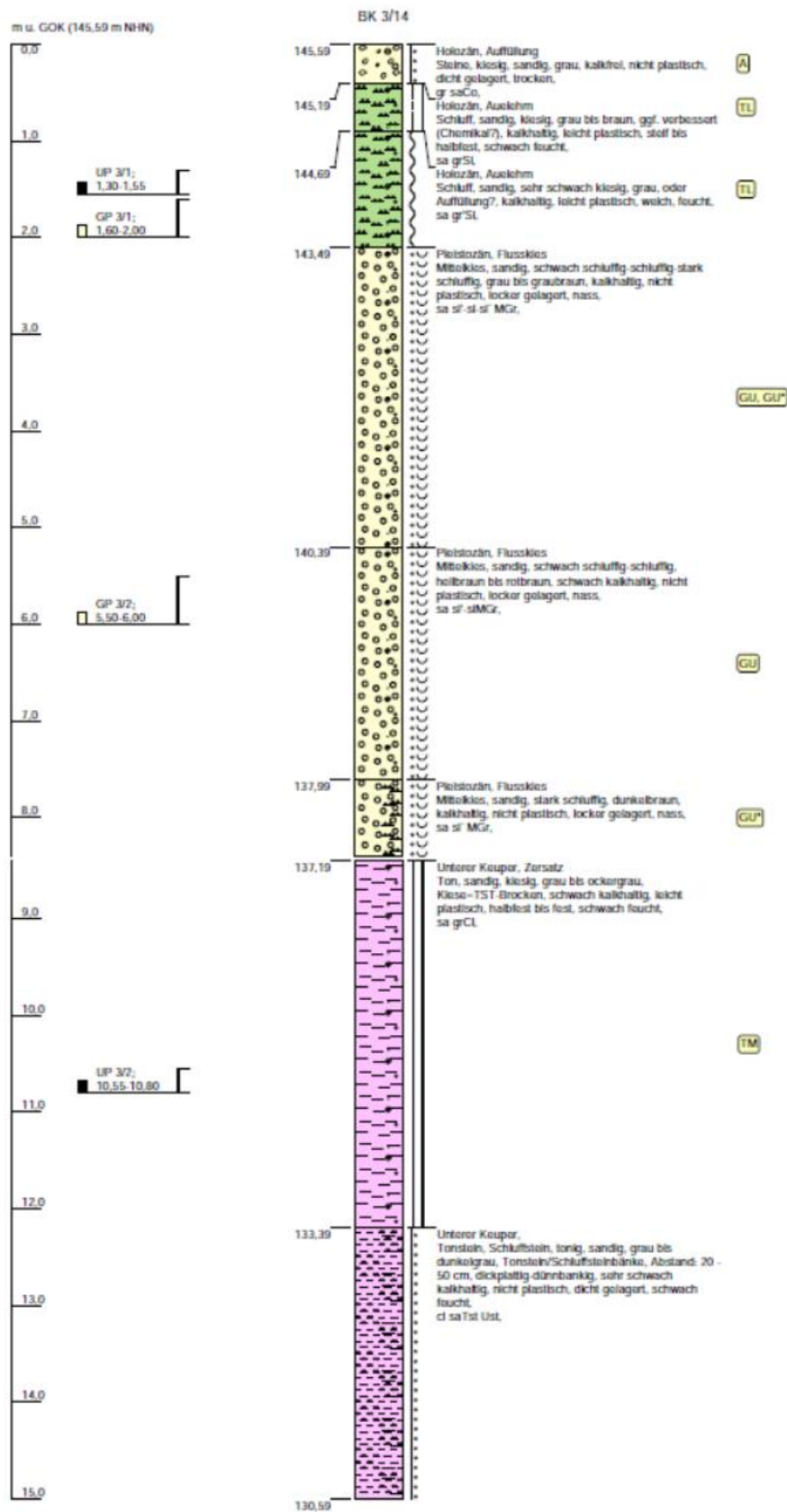


Abbildung 4: Bodenprofil 3/14 gem. [30] Anlage 2.2

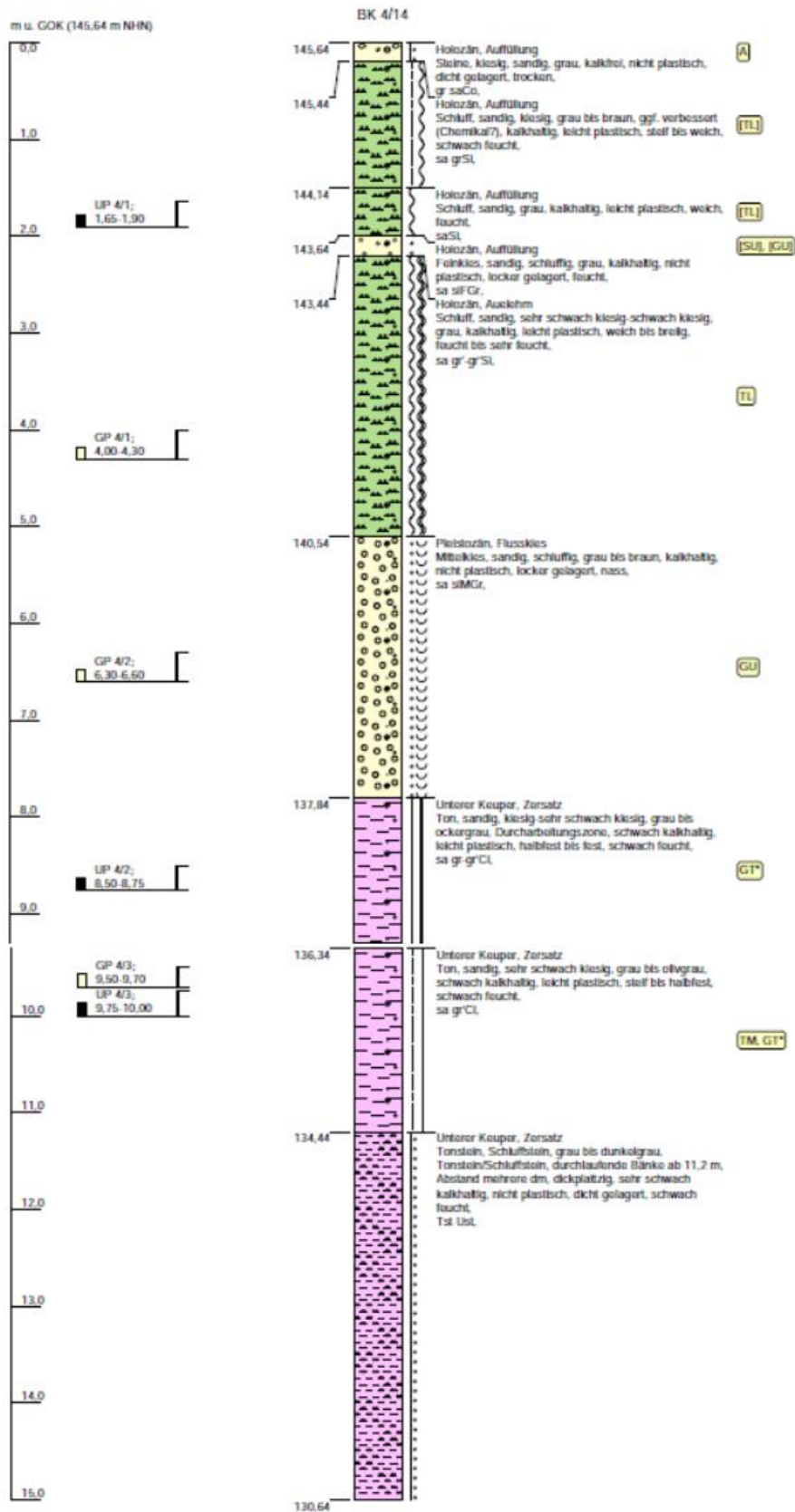


Abbildung 5: Bodenprofil 3/14 gem. [30] Anlage 2.2

Die Tragwiderstandsbedingungen (TWB) sind wie folgt zu definieren:

TWB A wahrscheinliche Bedingung – für gesicherte oder allgemein anerkannte Kennwerte und voll wirksame bauliche Einrichtungen nach [DIN 19700-11] (6.1.1 c)

→ Im Rahmen der Entwurfsplanung werden die Werte der TWB A zu G runde gelegt.

TWB B wenig wahrscheinliche Bedingung – für ungünstige Kennwerte innerhalb gesicherter Streubereiche oder bei eingeschränkter Wirkung einer der baulichen Einrichtungen nach [DIN 19700-11] (6.1.1 c)

TWB C unwahrscheinliche Bedingung – für ungünstige Kennwerte in Grenzbereichen oder bei Ausfall einer der baulichen Einrichtungen nach [DIN 19700-11] (6.1.1 c)

In [DIN 19700-11] werden unter Pkt. 6.1.1 c folgende relevante baulichen Anlagen definiert: Dichtungen, Dräns, Filter, Rechen und Eisfreihaltungsanlagen.

Bei der Festlegung der Kennwerte für die einzelnen TWB wurden in dem geotechnischen Gutachten 2014 keine baulichen Ausfälle oder eingeschränkten Wirkungen von Bauteilen betrachtet.

Nachfolgend sind die charakteristischen Bodenkennwerte gem. [30] aufgeführt:

Schicht	Feuchtwichte	Wichte unter Auftrieb	Reibungswinkel	Kohäsion	Steifemodul	Durchlässigkeitsbeiwert
	γ_k [kN/m ³]	γ_k' [kN/m ³]	Φ_k' [°]	c_k' [kN/m ²]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	k_f [m/s]
Oberboden Schicht 1a	nicht relevant					
Wasserbausteine Schicht 1b	wie Beton					
Tragschicht Schicht 1c	21,0	11,0	32,5	0,0	30	$1 \cdot 10^{-6}$
Sediment Schicht 1d	16,0...18,0	6,0...8,0	20,0	10,0	1	$1 \cdot 10^{-7}$
Stützkörper Schicht 1e	20,0...21,0 (21,0)	10,0...11,0 (11,0)	27,5...30,0 (30,0)	0...5,0 (0)	12,5...17,5 (15)	$1 \cdot 10^{-5}$ – $1 \cdot 10^{-8}$
Dichtungskörper Schicht 1f	20,0...21,0 (21,0)	10,0...11,0 (11,0)	25,0...30,0 (27,5)	5...15 (10,0)	10...20 (15)	$3 \cdot 10^{-6}$ – $1 \cdot 10^{-7}$
Filterkörper (DFE) Schicht 1g	24,0	14,0	34,0	0	10	$8 \cdot 10^{-4}$
Auelehm Schicht 2	17,0...20,0 (19,0)	7,0...10,0 (9,0)	22,5...25,0 (25,0)	0...15,0 (5)	5,0...15,0 (5,0)	$1 \cdot 10^{-10}$ – $1 \cdot 10^{-6}$
Kies Schicht 3	19,0...21,0 (20,0)	9,0...11,0 (10,0)	27,5...32,5 (30,0)	0,0	40,0...80,0 (40,0)	$1 \cdot 10^{-3}$ – $1 \cdot 10^{-6}$
Keuperzersatz Schicht 4	20,0...21,0 (21,0)	10,0...11,0 (11,0)	22,5...30,0 (25,0)	10,0...30,0 (20,0)	20,0...40,0 (20,0)	$1 \cdot 10^{-7}$ – $1 \cdot 10^{-11}$
Keuper, verwittert Schicht 5	21,0	11,0	35,0	30,0	60,0	$1 \cdot 10^{-9}$ – $1 \cdot 10^{-11}$

Tabelle 1: Charakteristischen Bodenkennwerte gem. [30]

Gemäß [3.2] ist für das TO 11 Abschlussbauwerk der Erkundungsgrad gut: Es existieren der Unterlage [30] nach je 2 KB auf der Wasser- und Landseite und 15 m Tiefe, zuzüglich 2 DPH auf der Luftseite. Hauptaugenmerk liegt auf der Einbringbarkeit von Spundwänden. Da der in allen 4 KB ab ca. 8 m Tiefe anstehende Keuperzersatz eine halbfeste bis feste Konsistenz aufweist, ist schon jetzt davon auszugehen, dass zum Einbringen von Spundwänden Einbringhilfen erforderlich sind.

2.2 Geotechnische Kategorie

Das Bauvorhaben ist in die in die geotechnische Kategorie (GK) 3 einzustufen.

2.3 Spundwände

Zum Nachweis der lotrechten Lastabtragung sind im Sinne der [EAB] A10 folgende Erfahrungswerte für den charakteristischen Spitzendruck und die charakteristische Mantelreibung im Bruchzustand anzusetzen. Im natürlichen Baugrund und bei rammenden Verfahren darf ab einer Kote von $\leq +136,50$ m NHN in Schicht 5 Keuper, verwittert ein:

- charakteristischer Spitzendruck $q_{b,k} = 20 \text{ MN/m}^2$

sowie ab einer Kote von $\leq +137,5$ m NHN eine:

- charakteristische Mantelreibung $q_{s,k} = 50 \text{ kN/m}^2$

angesetzt werden.

Die Anwendung der angegebenen Erfahrungswerte setzt ein Einrammen (schlagendes Rammen) der Profile im Bereich des Keupers, verwittert – BGS 5 voraus. Erst ab einer Einbringtiefe von $> 50 \text{ cm}$ in den Keuper, verwittert BGS 5 kann von einer ausreichenden Dichtigkeit ausgegangen werden.

Bei Lockerungs-/Austauschbohrungen und Einpressen der Spundwand mit nachfolgender Verpressung ist Mantelreibung über die Länge der Verpressstrecke anzusetzen. Die

- charakteristische Mantelreibung ist mit $q_{s,k} = 50 \text{ kN/m}^2$

anzusetzen.

Über Anpassung der Länge der Verpressstrecke kann die Kraftableitung über Mantelreibung angepasst werden. Die Mantelreibung kann nur in den Schichten 3 Kies, 4 Keuperzersatz und 5 Keuper, verwittert durch Verpressen aktiviert werden.

Der charakteristische Spitzendruck darf nur mit 75% des angegebenen Wertes angesetzt werden, wenn das Einbringen durch Rammung (ohne Vorbohren) mind. 50 cm tiefer als die vorlaufende Bohrungen in Schicht 5 Keuper, verwittert erfolgt.

Zugkräfte können ebenfalls nur über die Länge der Verpressstrecke aktiviert werden. Im Analogieschluss zur Mantelreibung bei Pfählen und unter Berücksichtigung der hier empfohlenen nachträglichen Fußverpressung wird empfohlen die charakteristische Mantelreibung auf Zug mit $q_{Zugs,k} = 25 \text{ kN/m}^2$ zu begrenzen.

2.4 Temporären Verpressanker

Die temporären Verpressanker sind nach [DIN EN 1537] vorzusehen. Die Krafteintragungsstrecke höher belasteter, rückwärtiger Verankerungen (temporäre Verpressanker) soll im Bereich des Keuperzersatzes Schicht 4 bzw. Keuper, verwittert, Schicht 5 vorgesehen werden. Bei einer Mindestkrafteintragungslänge von 5,00 m, einem Verpresskörperdurchmesser von mind. 10 cm sowie einem mind. 2-fachen Nachverpressen kann dann zur Vorbemessung eine

- charakteristische Mantelreibung von $\tau_m = 160 \text{ kN/m}^2$

in Ansatz gebracht werden.

2.5 Schrägstäbe/Stahlrammpfähle

Für Rammpfähle aus Stahl können in wesentlichen Stahlträgerprofile und Stahlhohlkastenprofile (auch Rohre) zur Anwendung kommen. Die Rammpfähle können bis gerade in die Schicht 4 Keuperzersatz gerammt werden. Für die relevante Schicht 3 Kies können nachfolgende Erfahrungswerte für Spitzenwiderstand und Mantelreibung angenommen werden.

Schicht	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ im Bruchzustand [MN/m ²]	Mantelreibung $q_{s,k}$ im Bruchzustand [kN/m ²]
3 Kies	5,0	20

Tabelle 2: Erfahrungswerte zur Vorbemessung des charakteristischen Spitzenwiderstands $q_{b,k}$ und der Mantelreibung $q_{s,k}$ von offenen Stahlprofilen in nichtbindigen Böden

Sollten die aufzunehmenden Kräfte nicht ausreichen, können die Pfähle als Verpressmörtelpfähle (VM-Pfähle) ausgeführt werden. Für VM-Pfähle kann nach [EA-Pfähle] von folgenden Bruchwerten der Pfahlmantelreibung ausgegangen werden.

Schicht	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ im Bruchzustand [MN/m ²]	Mantelreibung $q_{s,k}$ im Bruchzustand [kN/m ²]
3 Kies	5,0	105
4 Keuperzersatz	0,35	40

Tabelle 3: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Verpressmörtelpfähle (VM-Pfähle)

2.6 Gründungsempfehlung

2.6.1 Wehrkörper

Der Wehrkörper wird auf einer Gründungsordinate von +139,4 m NHN abgesetzt. In dieser Tiefe steht durchgängig der Kies der Schicht 3 an. Der Wehrkörper wird flach auf Bodenplatte gegründet. Dies kann im Kies ohne zusätzliche Maßnahmen erfolgen.

Die Anwendung der vereinfachten Methode zur Bestimmung der maximalen Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes nach [DIN 1054] wird unter Berücksichtigung des geschichteten Baugrundes nicht

möglich. In [30] Anlage 3 ist zur Vorbemessung ein Nomogramm mit Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ in Abhängigkeit von der Breite eines Plattenstreifens enthalten. Die Vorbemessung erfolgte ohne Lastangaben auf Grundlage der Vorplanung.

Es wird empfohlen, den Bemessungswert des Sohlwiderstandes auf der sicheren Seite liegend mit $\sigma_{R,d} = 500 \text{ kN/m}^2$ anzunehmen. Mit den Ergebnissen der Setzungsabschätzungen der Anlage 3 [30] lässt sich der Bettungsmodul zu $k_s = 17,5 \text{ MN/m}^2$ abschätzen. Diese Angaben sind ggf. im Zuge der Tragwerksplanung zu verifizieren.

2.6.2 Tosbecken

Auch das Tosbecken wird bei +139,4 m NHN gegründet. Unter Berücksichtigung der identischen Baugrundverhältnisse gelten die Aussagen wie im Abschnitt 2.6.1.

2.6.3 Flügelwand

Die ausgesteifte Winkelstützwand wird ebenfalls bei +139,4 m NHN gegründet. Unter Berücksichtigung der identischen Baugrundverhältnisse gelten die Aussagen wie im Abschnitt 2.6.1.

2.7 Grundwasser

Die hydrogeologische, für das Bauwerk relevante Situation wird von der Ausbildung eines oberen Grundwasserleiters in den quartären Kiesen bestimmt [30]. Zwei der 2015 ausgeführten Kernbohrungen wurden zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Durch die hohe Durchlässigkeit der quartären Kiese korrespondiert der Grundwasserspiegel in Gewässernähe mit dem Wasserspiegel im Gewässer.

Die Grundwasserstände korrespondieren mit den Oberflächenwasserständen. Es kommt zu max. 50 cm Staudruck.

3 Bemessungswasserstände und Freiborde

3.1 Bauzustand

Bauzustand = Baugrube

[a] ... BS-P (Vollstau Z_v)

HWS-Wand

Oberwasser	+149,81 m NHN
Unterwasser (max.)	+146,00 m NHN
Unterwasser (min.)	+142,40 m NHN ¹

Baugrubenwand

max. GW	+146,00 m NHN
in Baugrube (min)	+139,00 m NHN

[b] ... BS-T (Hochwasserstauziel Z_{H1})

HWS-Wand

Oberwasser	+150,57 m NHN
Unterwasser (max./min.)	+147,40 m NHN (<i>bedingt OW-Stand bei Z_{H1}</i>)

Baugrubenwand

max. GW	+147,40 m NHN
in Baugrube (min)	+147,40 m NHN
Folgerung: Baugrubenwand unter Wasser	→ nicht bemessungsmaßgebend

[c] ... BS-A

HWS-Wand

OK Spundwand	Oberwasser	+151,00 m NHN
	Unterwasser	+147,40 m NHN

Baugrubenwand

OK Spundwand	max. GW	+146,50 m NHN
	in Baugrube (min)	+139,00 m NHN

¹ Der min. Unterwasserstand entspricht der OK Wehrsohle

3.2 Plan- bzw. Endzustand

[a] ... BS-P (Vollstau Z_v)

Oberwasser	+150,81 m NHN
Unterwasser (max.)	+146,00 m NHN
Unterwasser (min.)	+142,40 m NHN ¹

Für die Flügelwände gilt ein Wasserüberdruck von 50 cm Richtung Oberwasser.

[b] ... BS-T (Hochwasserstauziel $Z_{H1} = Z_{H2}$)

Oberwasser	+151,85 m NHN
Unterwasser (max.)	+147,80 m NHN
Unterwasser (min.)	+147,45 m NHN

[c] ... BS-A (Kronenstau)

Oberwasser	+153,00 m NHN
Unterwasser (max.)	+147,80 m NHN
Unterwasser (min.)	+146,80 m NHN

Die Nachweise der Hochwassersicherheit an Stauanlagen nach [DIN 19700-11], 12] und 14] sind für die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 (HWBF1 und HWBF2) zu führen.

Gemäß [DIN 19700] sind nachfolgende mittlere jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten (Pü) (bzw. Wiederkehrintervall - T in Jahren) für die Hochwasserbemessungszuflüsse BHQ1 und BHQ2 sind in Ergänzung zur [DIN 19700-11], 12] zu wählen:

Talsperren Klasse		DIN 19700-11 Talsperren		DIN 19700-12 Hochwasserrückhaltebecken		
		Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit Wiederkehrintervall in Jahren				
		BHQ ₁	BHQ ₂		BHQ ₁	BHQ ₂
Klasse 1	große Talsperren	10 ⁻³ (1.000)	10 ⁻⁴ (10.000)	(große Becken)	10 ⁻³ (1.000)	10 ⁻⁴ (10.000)
Klasse 2	mittlere Talsperren	2x10 ⁻³ (500)	2x10 ⁻⁴ (5.000)	(mittl. Becken)	2x10 ⁻³ (500)	2x10 ⁻⁴ (5.000)
Klasse 3 ²⁾³⁾	kleine Talsperren	5x10 ⁻³ (200)	10 ⁻³ (1.000)	(kleine Becken)	5x10 ⁻³ (200)	10 ⁻³ (1.000)
Klasse 4 ²⁾⁴⁾	sehr kleine Talsperren	10 ⁻² (100)	2x10 ⁻³ (500)	(sehr kleine Becken)	10 ⁻² (100)	2x10 ⁻³ (500)

4 Materialkenngrößen

4.1 Beton

Es wird Normalbeton nach [DIN EN 1992] verwendet.

[a] ... Wasserbau

Die Expositionsklassen werden gem. [ZTV-W LB 215] Teil 2 Tab. 2.1 festgelegt.

Sauberkeitsschicht:	C8/10, X0
Wehrpfeiler:	C35/45, XC4, XF3, XM2, WA
Wehrsohle:	C35/45, XC4, XF3, XM2, WA
Wehrwangen:	C35/45, XC4, XF3, XM2, WA
Flügelwände:	C35/45, XC4, XD2, XF3, XM1, WA
Tosbecken:	C35/45, XC4, XF3, XM2, WA
Störkörper:	C40/50, XC4, XF3, XM2, WF
Planie	C30/37 (LP), XC4, XD3, XF4, WA

Eine Untersuchung des Grundwassers bzgl. XA steht noch aus und wird im Zuge der weiteren Planung ergänzt.

[b] ... Brückenbau

Die Expositionsklassen werden gemäß [ZTV-ING] festgelegt.

Überbau:	C35/45, XC4, XD1, XF2, WA
Kappe:	C30/37 (LP), XC4, XD3, XF4, WA

[c] ... Hinweis

Bei der Festlegung der Betoneigenschaften sind die Regelungen der ZTV-W LB 215 Teil 2, Abschnitt 5 „Anforderungen an den Beton“ zu berücksichtigen.

4.2 Betonstahl

Die Bauteile werden mit Betonstahl B500 B gem. [DIN 488-1] bewehrt.

4.3 Baustahl

[a] ... Stahlwasserbau

Doppelhakenschütze	S235/S355
--------------------	-----------

[b] ... Baugrube

Spundwände	S240 GP/S270 GP/S320 GP/S355 GP
Aussteifung	S235/S355

5 Berechnungsgrundlagen Baugrube

5.1 Baugrubenkonzept

Das Abschlussbauwerk wird innerhalb einer dichten Baugrubenumschließung hergestellt. Die Baugrube erfüllt dabei zwei Funktionen:

- Einbindung der Spundwand in undurchlässige Bodenschichten und lenzen der Baugrube sowie
- die Sicherstellung des Hochwasserschutzes.

Die Baugrubenwände werden in Spundwandbauweise mit Steifen und Gurtungen hergestellt.

Die Auftriebssicherheit der Baugrubensohle wird durch einen rechnerischen Nachweis sichergestellt.

5.2 Lastannahmen

5.2.1 Eigenlast

Die Eigenlasten werden bzgl. ihrer Wichte wie folgt angenommen:

Baustahl $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

5.2.2 Erddruck

Der wirksame Erddruck wird bauteilbezogen und auf Grundlage von [DIN 4085] ermittelt.

Für den Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit wird der erhöhte aktive Erddruck angesetzt.

5.2.3 Wasserdruck

siehe 3.2.2.1

5.2.4 Verkehrslasten (Bereich Baugrube)

Verkehrslasten Spundwänden:	allgemein: 10 kN/m^2 großflächig Lastmodelle nach [EAB] (EB 56) gemäß tatsächlicher Bauablaufplanung
Baustellenlasten:	Lastmodelle nach [EAB] (EB 57) gemäß tatsächlicher Bauablaufplanung
Verkehrslasten Außenbereich:	Im Bereich außerhalb des Geländes der Baumaßnahme sind Flächen mit Fußgänger- und Fahrzeugverkehr ausgewiesen. Dafür werden nachfolgende Lasten angesetzt: a) Fußgängerbereich (nur Südseite) $p_1 = 5,00 \text{ kN/m}^2$ b) Straßenbereich $p_2 = 16,70 \text{ kN/m}^2$ (vereinfacht: Annahme SLW 30)
Verkehrslasten auf Steifen:	Nach [EAB] (EB 56) Punkt 5 sind bei der Bemessung von Steifen lotrechte Nutzlasten zur Berücksichtigung nicht vermeidbarer Lasten anzusetzen: $q_k = 1,00 \text{ kN/m}$

5.2.5 Außergewöhnliche Einwirkungen

5.2.5.1 Eisdruck

Sofern keine genaueren Erhebungen oder Messergebnisse vorliegen, kann im Allgemeinen von einer rechnerischen Eisdicke $h \leq 30 \text{ cm}$ ausgegangen werden [EAU] 5.16.2.

mittlere Eistemperatur $\vartheta_m = -2,5^\circ\text{C}$

einaxiale Eisdruckfestigkeit $\sigma_0 = 1,10 + 0,35 \cdot |\vartheta_m| = 1,10 + 0,35 \cdot 2,5 \approx 2,00 \text{ N/mm}^2$

Allgemein gilt für die als Linienlast wirkende Eisdruckkraft auf ein Bauwerk:

$$p_0 = k \cdot h \cdot \sigma_0 \qquad p_{E2} = 0,33 \cdot 0,30 \cdot 2,0 = 198 \text{ kN/m} \approx 200 \text{ kN/m}$$

Die Einwirkung entfällt, da betriebsbedingt im Winter kein Einstau erfolgt.

5.2.5.2 Treibgut

Abgesehen von den üblichen Nutzlasten sind Lasten aus Stoß von treibenden Gegenständen (auch Boote) bei Hochwasser und aus dem Anprall von Landfahrzeugen in Anlehnung an [EAU] 12.7.5 mit mindestens 30 kN zu berücksichtigen. Bei ausreichend steifen Bauteilen kann die Last auf eine gleichmäßig verteilte Linienlast umgerechnet werden.

Treibgutanprall wirkt auf Höhe des max. Hochwasserstands.

Treibgutanprall muss nur für in der Strömung liegende Bauteile berücksichtigt werden. Für von der Strömung abgewandte Flächen/Bauwerke kann der Lastfall ausgeschlossen werden, sofern keine besonderen Randbedingungen gelten.

Durch Berücksichtigung des Lastfalls Eisdruck in der außergewöhnlichen Bemessungssituation ist der Lastfall Treibgutanprall mit abgedeckt. Dieser wird daher nicht separat mit nachgewiesen.

5.2.5.3 Wellenlasten

Wellenlasten werden beim bauzeitlichen Hochwasserschutz nicht berücksichtigt.

5.3 Korrosion bei Stahlspundwänden

Korrosion wird beim bauzeitlichen Hochwasserschutz nicht berücksichtigt.

5.4 Offene Wasserhaltung

Eine offene Wasserhaltung ist für die folgenden Situationen auszulegen:

- Niederschlag,
- Sickerwasser und
- Reserven für Undichtigkeiten.

5.5 Bemessungssituation

Da es sich bei dem Baugrubenverbau um ein geotechnisches Bauwerk handelt, erfolgt die Schnittgrößenermittlung sowie Bemessung nach [DIN EN 1997] in Verbindung mit [DIN 1054] bzw. nach [EAB]. Gemäß diesen Normen ist grundsätzlich zwischen ständigen, vorübergehenden und außergewöhnlichen Bemessungssituationen zu unterscheiden.

[a] ... Geotechnische Berechnung des Baugrubenverbaus

Die Bemessung erfolgt in der vorübergehenden Bemessungssituationen (BS-T) auf Basis der Teilsicherheitsbeiwerte der nachfolgenden Tabelle (Auszug aus [DIN 1054]).

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formel- zeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	$\gamma_{G,EO}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2).				

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte (Auszug aus [DIN 1054])

[b] ... Stahlbeton- bzw. Stahlbemessung

Die Bemessung der Einzelbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit (innere Standsicherheit) erfolgt in der geotechnischen Bemessungsgruppe STR. Die Bemessung erfolgt dabei in der vorübergehenden Bemessungssituationen (BS-T) entsprechend zuvor aufgeführter Tabelle.

Abweichend dazu erfolgt die Bemessung der Steifen gemäß [DIN 1054] A 9.7.1.2 A(4) in der Bemessungssituation BS-P. Darüber hinaus ist gem. [EAB] (EB 52) Pkt. 4a eine Außermittigkeit von $e = 1/6 \cdot \varnothing_{Rohr}$ mit ungünstigster Wirkung bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit betragen alle Sicherheitsbeiwerte 1,00.

5.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Es sind die innere und äußere Tragfähigkeit nachzuweisen.

Bei der inneren Tragfähigkeit ist gem. [DIN EN 1993] nachzuweisen, dass bei den eingesetzten Materialien deren Widerstände größer sind als die Bemessungsschnittgrößen. Dies gilt für die Spundwand selbst, die Gurtung und die Verankerungs- bzw. Aussteifungssysteme.

5.5.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verformungsnachweise sind für alle Bauteile vorzunehmen, deren Funktion durch Verformungen beeinträchtigt oder aufgehoben werden kann. Die Verformungen werden mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen und Bodenreaktionen berechnet und müssen geringer als die für eine einwandfreie Funktion des Bauteils oder Gesamtbauwerks zulässigen Verformungen sein.

Gegebenenfalls ist mit oberen und unteren Grenzwerten der charakteristischen Werte zu rechnen.

Insbesondere bei den Verformungsnachweisen muss der zeitliche Verlauf der Einwirkungen berücksichtigt werden, um auch kritische Verformungszustände während verschiedener Bauzustände zu erfassen.

6 Berechnungsgrundlagen Massivbau

6.1 Lastannahmen

6.1.1 Eigenlast

Die Eigenlasten werden bzgl. ihrer Wichte wie folgt angenommen:

Beton (bewehrt) $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Beton (unbewehrt) $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Baustahl $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Bei Beton unter Auftrieb sind die Werte um 1 kN/m^3 abzumindern.

6.1.2 Wasserdruck

6.1.2.1 Oberirdische Gewässer

Für die Wichte von Süßwasser ist folgender Wert anzusetzen:

Süßwasser $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Der Auftrieb ist für alle im Wasser eingetauchten Konstruktionsteile zu berücksichtigen.

Im Tosbecken werden Entlastungsbohrungen angeordnet. Der Auftrieb auf das Bauwerk wird mittels Durchströmungsberechnungen zur Ermittlung der Potentialverteilung ermittelt.

Für die Bemessungswasserstände gilt Abschnitt 3 auf Seite 13.

6.1.2.2 Grundwasser

Bei Wasserbauwerken im Grundwasser müssen, die aus dem Grundwasserdruck und der Grundwasserströmung resultierenden Kräfte berücksichtigt werden. Dazu ist die Grundwasserpotenzialverteilung zu ermitteln.

6.1.2.3 Wasserdruck im Inneren von Bauteilen

Wasserdruck im Inneren von Bauteilen wird als Risswasserdruck und Porenwasserdruck gem. [DIN 19702] infolge Grund- und Betriebswasserständen vernachlässigt.

Gemäß [ZTV-W LB 215] darf der Spalt- und Porenwasserdruck bei der Ermittlung der Rissbreite beim Nachweis der Begrenzung der Rissbreite im GZG vernachlässigt werden.

6.1.3 Erddruck

Der wirksame Erddruck wird bauteilbezogen und auf Grundlage von [DIN 4085] ermittelt.

Für den Nachweis der Standsicherheit wird der Erdruchedruck angesetzt.

Die Bemessung der Bauteile (Spannungsnachweise bzw. Ermittlung der erforderlichen Bewehrung) erfolgt mit nicht umgelagertem Erdruchedruck.

Verdichtungserddruck

Der Verdichtungserddruck wird unter Berücksichtigung der [DIN 4085] bestimmt. Er bleibt nur wirksam, solange der Erddruck infolge Oberflächenlast (Verkehrslasten) kleiner als der Verdichtungserddruck ist. Der anzusetzende Verdichtungserddruck ist abhängig von der Breite des zu verfüllenden Raumes und ist für eine unnachgiebige Wand entsprechend der nachfolgenden Tabelle anzusetzen.

Nachgiebigkeit der Wand	Intensive Verdichtung		Leichte Verdichtung mit Vibrationsplatten mit einer Betriebsmasse von ≤ 250 kg
	Breite des zu verfüllenden Raumes B		
	$\leq 1,00$ m	$\geq 2,50$ m	
nachgiebig	$e_{\text{vh}} = 25 \text{ kN/m}^2$	$z_{\text{a}} = 2,00$ m	$e_{\text{vh}} = 15 \text{ kN/m}^2$ $z_{\text{a}} = 2,00$ m
unnachgiebig	$e_{\text{vh}} = 40 \text{ kN/m}^2$	$e_{\text{vh}} = 25 \text{ kN/m}^2$	$e_{\text{vh}} = 15 \text{ kN/m}^2$
	für Zwischenwerte von B darf geradlinig interpoliert werden		

Tabelle 5: Verdichtungserddruck gem. [DIN 4085]

6.1.4 Auflasten

Auflasten werden als ständige Einwirkungen betrachtet, z. B. Lasten aus:

- Bodenüberschüttungen → entfällt
- anderen Bauteilen → entfällt
- Ausrüstungen (z. B. Turbinen, Generatoren, Stahlwasserbauten, Antriebe, Krane).

Es ist zu beachten, dass Auflasten entfernt werden können.

6.1.4.1 Lasten aus dem Stahlwasserbau

Die Lasten aus Stahlwasserbau werden entsprechend den Berechnungen für die Stahlwasserbauteile angesetzt. Für die Berechnungen des Massivbaus werden die Lastangaben des Stahlwasserbaus zur Abdeckung von Änderungen und Abweichungen im Laufe der Bearbeitung um 20% erhöht.

6.1.4.2 Lasten aus dem Brückenüberbau

Da die Brücke auf den Wehrwangen und Pfeilern aufgelagert wird, sind vertikale und auch horizontale (z.B. Bremsen und Anfahren) Lasten aus der Brücke bei der Bemessung der massiven Wasserbaukonstruktion zu berücksichtigen.

Infolge der integralen Bauweise (siehe auch Absatz 6.2) werden die Lasten aus dem Brückenüberbau direkt in das Bauwerk geleitet und damit berücksichtigt.

Einwirkungen infolge LM 1 auf die Hinterfüllung

Es werden analoge Laststellungen wie auf dem Überbau berücksichtigt. Dabei wird das Tandemsystem in einer Flächenlast umgewandelt. Gem. [DIN EN 1991-2] NCI zu 4.9.1 (1) Anmerkung 2 darf für die Bestimmung von q_{eq} ein Rechteck mit der Breite von $3,00$ m und einer Länge von $5,00$ m angenommen werden.

Fahrsstreifen $q_{eq,TS} = 600 / (3 \cdot 5) = 40,0 \text{ kN/m}^2$

$$q_{eq,TS+UDL} = 40 + 12 = 52,0 \text{ kN/m}^2$$

Die resultierenden Erddrücke aus Teilflächenlasten werden als Blocklasten unter den Reibungswinkel $\varphi = 30^\circ$ und dem Gleitflächenwinkel $\vartheta_{ag} = 45^\circ + \varphi/2 = 45^\circ + 30^\circ/2 = 60^\circ$ sowie K_{oph} ermittelt. Die Vertikallasten, sowie die resultierenden Erddrücke auf die Widerlagerwand werden unter einem Winkel von 30° zur Lotrechten verteilt.

6.1.5 Verkehrslasten

Verkehrslasten werden als veränderliche Einwirkungen betrachtet, z. B.:

- Lasten aus Personenverkehr,
- Lasten aus Fahrzeugverkehr,
- Lager-, Stapel- und Mobilkranlasten und
- Pollerzug, Schiffsanlegestoß. → entfällt

6.1.5.1 Personenverkehr

- Personenverkehr: $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- Treppen: $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- sonstige Flächen: $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

6.1.5.2 Fahrzeugverkehr

- Sonstigen Verkehrsflächen: $q = 10 \text{ kN/m}^2$ (unbegrenzte Oberflächenlast)
- Mobilkran²

Für das Setzen der Revisionsverschlüsse und Reparaturarbeiten kommt eine LKW der Marke Mercedes Bens Actros mit einem Anbaukran PK 19.001 SLD 5 der Firma Palfinger zum Einsatz.

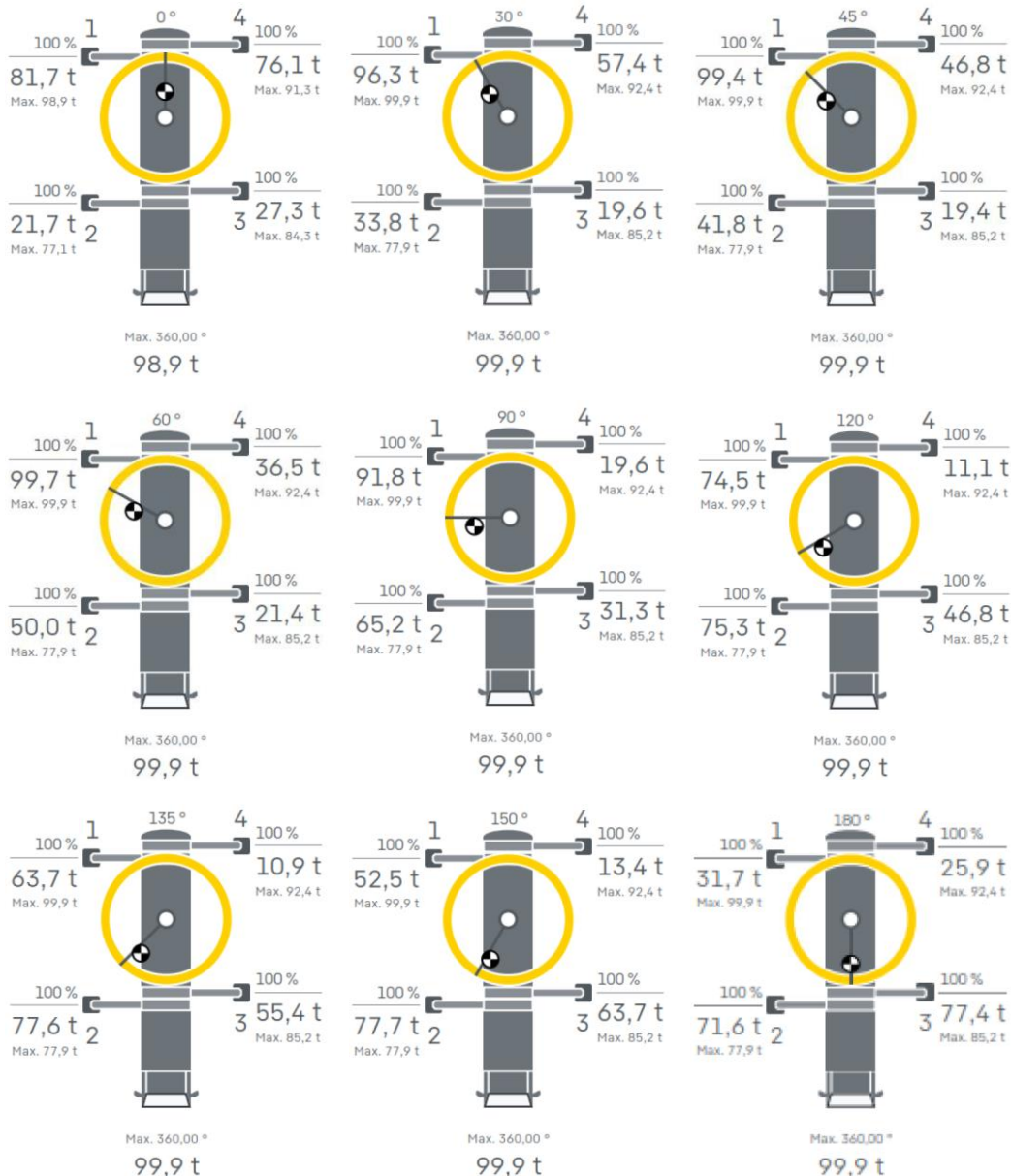
LKW	Leermasse	13.230 kg
	Technisch zulässiges Gesamtmasse	18.000 kg
	Höhe	3,80 m
	Breite mit Spiegel	3,02 m
	Länge	7,65 m
	Vorderachse	9.000 kg
	Hinterachse	11.500 kg
	Abstand zwischen Achsen Mitte in FR	4,22 m
	Abstand zwischen Achsen Mitte (breite)	1,85 m
Kran	max. Hubkraft	5.850 kg
	max. Hubkraft bei voller Auslage in FR rechts	1.220 kg
	max. Hubkraft bei voller Auslage in FR links	1.180 kg
	max. Auslage (ab Mitte Kran)	12,50 m
	Pratzenlast (Stützkraft): in FR rechts	81,6 kN, 18,340 IB
	in FR links	76,2 kN, 17,13 IB
	Abstand Pratzen Mitte	5,60 m
	Pratzen Breite mit Abstützplatte	6,15 m

² gem. Anlagen zum Protokoll der Projektbesprechung vom 14.03.2024

Eine mögliche Lastausbreitung, in Abhängigkeit des Reibungswinkels vom anstehenden Boden, ist zu berücksichtigen.

6.1.5.3 Bau- und Montagezustand

- Flächenlasten im Bauzustand: Lastmodelle nach [EAB] (EB 56)
- Pratzenlasten für Teleskopkran (Planungsfabrikat Liebherr LTM 1300-6.2)³:



6.1.6 Wellenlasten

Gem. [DIN 19702] sind Untersuchungen durch Kräfte aus Wellenschlag nur im Sonderfall für Binnenbereiche erforderlich und wird daher nicht weiterverfolgt.

³ Pratzenlasten gem. Liebherr Crane Planner 2.0: Hublast 70,8 t, Ausladung 50 m, Drehbereich 360°

6.1.7 Schnee- und Eislasten

6.1.7.1 Schneelasten

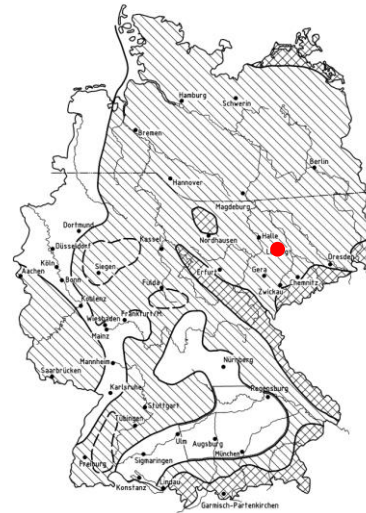
Die Schneelasten für den Hochbau werden nach [DIN EN 1991-1-3] ermittelt.

Standort Straußfurt

Schneelastzone 2

Geländehöhe 146 m

charakteristischer Wert der Schneelast: $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$



6.1.7.2 Eislasten

→ siehe Absatz 7.1.2.5

Die Einwirkung entfällt bei Vollstau und höheren Wasserständen. Eisdruck wird nur bei min. Wasserständen berücksichtigt.

6.1.8 Temperaturänderungen und Schwindeinflüsse

Lastunabhängige Beanspruchungen bei der Herstellung von Betonbauteilen, z. B. behinderte Verformungen bei der Hydratationswärmeentwicklung von abbindendem Beton oder bei frühem Schwinden des Betons, werden als früher Zwang bezeichnet. Lastunabhängige Beanspruchungen fertig gestellter Betonbauteile, z. B. behinderte Verformungen bei saisonalen Temperatureinflüssen oder spätes Schwinden oder auch Setzungen, werden als später Zwang bezeichnet.

Bei massigen Bauteilen im Wasserbau ($d > 80 \text{ cm}$) sind in der Regel Schwindeinflüsse nicht relevant, sodass auf deren Berücksichtigung verzichtet werden darf.

[a] ... Früher Zwang

Bei massiven Wasserbauwerken ist früher Zwang zu berücksichtigen; dabei darf das [MFZ] verwendet werden.

[b] ... Später Zwang

Folgende Temperaturlastfälle werden gemäß [DIN 19702] für die Massivbauteile berücksichtigt. Ausgehend von einer mittleren Aufstelltemperatur des Bauteils von 10°C sind saisonale Temperaturänderungen ΔT als linear veränderlicher Temperaturanteil anzusetzen.

- Erdseitige Oberflächen dürfen mit einer Temperatur von $+10^\circ\text{C}$ angenommen werden,
- luftseitige Oberflächen von massiven Bauteilen: $\Delta T = \pm 25 \text{ K}$ und
- wasserseitige Oberflächen von massiven Bauteilen: $\Delta T = \pm 15 \text{ K}$.

Es ist zu beachten, dass die Wasserwechselzone eine wasserseitige Oberfläche beschreibt.

6.1.9 Bergbauliche Einwirkungen

- entfällt -

6.1.10 Erdbebeneinwirkungen

Gem. [28] konnte zusammenfassend festgestellt werden, dass der Standort des Hochwasserrückhaltebeckens Straußfurt für eine Wiederkehrperiode von 500 Jahren (Betriebserdbeben) keiner Zone sowie für eine Wiederkehrperiode von 2.500 Jahren (Bemessungserdbeben) der Zone 0A zugeordnet wird. Gem. [DIN EN 1998-1] befindet sich der Standort in keiner Erdbebenzone. Somit wird keine Beurteilung der Erdbebengefahr für die Stauanlage erforderlich.

6.1.11 Außergewöhnliche Einwirkungen

Abhängig von der Funktion des Bauwerks sind z. B. folgende außergewöhnliche Einwirkungen zu berücksichtigen:

- Anprall in Anlehnung an [DIN EN 1991-1-7], → entfällt
- Treibgutstoß,
- Wracklasten (z. B. gesunkenes Schiff), → entfällt
- Auswirkungen des Ausfalls von Dichtungen, Dräns, Entlastungsbrunnen, Sickerwegverlängerungen, → entfällt
- Auswirkungen des Ausfalls von Einrichtungen zur Eisfreihaltung. → entfällt

Treibgutanprall

Abgesehen von den üblichen Nutzlasten sind Lasten aus Stoß von treibenden Gegenständen (auch Boote) bei Hochwasser und aus dem Anprall von Landfahrzeugen in Anlehnung an [EAU] 12.7.5 mit mindestens 30 kN zu berücksichtigen. Bei ausreichend steifen Bauteilen kann die Last auf eine gleichmäßig verteilte Linienlast umgerechnet werden.

Treibgutanprall wirkt auf Höhe der Wasserspiegellage.

Treibgutanprall muss nur für in der Strömung liegende Bauteile berücksichtigt werden. Für von der Strömung abgewandte Flächen/Bauwerke kann der Lastfall ausgeschlossen werden, sofern keine besonderen Randbedingungen gelten.

Durch Berücksichtigung des Lastfalls Eisdruck in der außergewöhnlichen Bemessungssituation ist der Lastfall Treibgutanprall mit abgedeckt. Dieser wird daher nicht separat mit nachgewiesen.

6.1.12 Kolkbildungen

Kolkbildungen werden durch konstruktive Maßnahmen ausgeschlossen.

6.2 Integrales Bauwerk

Die Größe des Erddrucks steht in Wechselwirkung zum Längenänderungszustand des Überbaus. Ein Ausdehnen des Überbaus infolge Temperatur im Sommer mobilisiert Teile des Erdwiderstandes, während ein Verkürzen des Überbaus bei tiefen Temperaturen den Erddruck unter den Erdruchdruck abfallen lassen kann.

Der nachfolgend beschriebene Ansatz von Grenzwerten soll die mögliche Bandbreite von Erddrücken auf die Widerlagerwände, die durch diese Interaktion entstehen können, abdecken und mit dem zugehörigen Temperaturlastfall ΔT kombiniert werden.

Bei Bauwerkslängen $\leq 20,0 \text{ m}$ ist

$G_{k,\text{Sommer}}$ = ungünstigst⁴ ($E_0; 0,50 \cdot E_a$) zu kombinieren mit ΔT (Sommer)

$G_{k,\text{Winter}}$ = ungünstigst³ ($E_0; 0,50 \cdot E_a$) zu kombinieren mit ΔT (Winter)

Der für den zu führenden Nachweis im jeweils betrachteten Schnitt ungünstigste Erddruck ist zu wählen. Für ΔT ist die ungünstigste Kombination des konstanten und linearen Temperaturanteils zu wählen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich demnach u. a. folgende Kombinationen⁵:

1. Fall: Leiteinwirkung ist LM1

$$E_d = (1,35; 1,00) \cdot \Sigma(G_{k,j} + G_{k,\text{Sommer/Winter}}) + (1,35; 0,00) \cdot 0,80 \cdot \Delta T + (1,35; 0,00) \cdot Q_{k,(TS + UDL)}$$

2. Fall: Leiteinwirkung ist ΔT

$$E_d = (1,35; 1,00) \cdot \Sigma(G_{k,j} + G_{k,\text{Sommer/Winter}}) + (1,35; 0,00) \cdot \Delta T + (1,35; 0,00) \cdot Q_{k,(0,75TS + 0,40UDL)}$$

Anmerkung: Aufgrund der massigen Wehrpfeiler und der kurzen Bauwerkslänge von $29,00 \text{ m}$ ist der vereinfachte Lastansatz (ohne Berücksichtigung eines mobilisierten Erddrucks) gerechtfertigt.

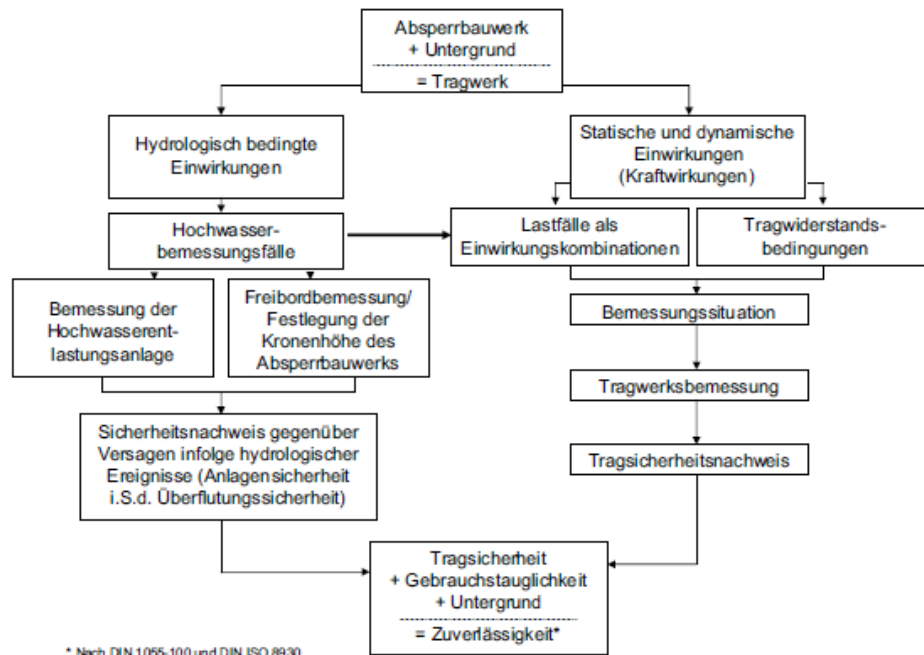
6.3 Bemessungssituationen

6.3.1 Sicherheitskonzept

Die [DIN 19700] fordert für die Stauanlagen komplexe Zuverlässigkeitsnachweise. Die Zuverlässigkeit gilt als gegeben, wenn die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit nachgewiesen sind. Hierzu sind alle relevanten Beanspruchungen (Einwirkungen) zu prüfen. Absperrbauwerk und Untergrund sind dabei immer als gemeinsames Tragwerk zu betrachten.

⁴ ungünstigst bedeutet: Temperatur und Erddruck mit der ungünstigsten Kombination der übrigen Lastfälle

⁵ Weitere Lastarten sind aus Gründen der Übersichtlichkeit hier nicht dargestellt.



Zuverlässigkeitskonzept [SIEBER 2005].

Abbildung 6: schematische Übersicht des Zuverlässigkeitskonzepts

Für die Sicherheitsnachweise von Absperrbauwerken und Untergrund (Tragwerke) werden nach [DIN 19700] in Abweichung von [DIN 1055-100] Gesamtsicherheitsbeiwerte angewendet. Dies ergibt sich insbesondere auch daraus, dass für ältere Stauanlagen detaillierte Angaben zu Untergrund, Material und Bauweise nicht vorliegen und im Nachgang, wenn überhaupt möglich, nur mit großem Aufwand ermittelbar sind. Die Anwendung der Nachweiskonzepte mit Teilsicherheitsbeiwerten ist nur bei gleichzeitigem Nachweis mittels der Gesamtsicherheitsbeiwerte vergleichend zulässig. Der Sicherheitsstandard, der mit dem Nachweiskonzept des Gesamtsicherheitsbeiwertes erreicht wird, darf bei Anwendung des Konzeptes der Teilsicherheitsbeiwerte nicht unterschritten werden. Erforderlichenfalls ist eine begründete Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte vorzunehmen.

Für die Nachweise nach [DIN 19700-11] sind Mindestwerte der Gesamtsicherheit angegeben. Es darf aber auch das Teilsicherheitskonzept angewendet werden. Für Einzelbauteile und Bauwerke sind außerdem die einschlägigen Normen anzuwenden. Für Einzelbauwerke, die nicht unmittelbar Teil des Absperrbauwerkes sind, ist dies [DIN 19702] in Verbindung mit [DIN 1054]. Danach sind die Tragfähigkeitsnachweise auf Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes zu führen. Es ist in diesem Fall eine vergleichende Betrachtung der Gesamt- und Teilsicherheiten vorzunehmen.

Das Abschlussbauwerk des HRB Straußfurt ist unmittelbar Teil des Absperrbauwerkes der Stauanlage. Deshalb sind die Nachweise der äußeren Tragsicherheit unbedingt nach dem Gesamtsicherheitskonzept gemäß [DIN 19700] durchzuführen.

Das Tosbecken ist dagegen als Einzelbauwerk zu betrachten. Deshalb ist die Tragfähigkeit des Tosbeckens nach dem Teilsicherheitskonzept gemäß [DIN 19702] und [DIN 1054] nachzuweisen.

6.3.2 Gesamtsicherheitskonzept gem. [DIN 19700]

Aus der Kombination von Lastfällen und Tragwiderstandsbedingungen (TWB) ergeben sich die Berechnungslastfälle. Die Berechnungslastfälle sind verschiedenen Bemessungssituationen zugeordnet.

Die Zuordnung der Lastfälle und TWB zu Bemessungssituationen sind nach [DIN 19700-11] entsprechend folgender Tabelle 1 definiert:

Lastfälle	Bemessungssituationen (BS) für TWB		
	A	B	C
1	BS I	BS II	BS III
2	BS II	BS III	-
3	BS III	-	-

Tabelle 6: Zuordnung der Lastfälle und TWB zu Bemessungssituationen

Die Materialeigenschaften, beschrieben durch Kennwerte für die gewählten Stoffgesetze, und die Wirksamkeit baulicher Einrichtungen werden für verschiedene TWB bestimmt. Damit werden wahrscheinliche TWB A, wenig wahrscheinliche TWB B und unwahrscheinliche Bedingungen TWB C betrachtet.

Die maßgebenden Einwirkungen werden entsprechend dem für die Talsperrenklasse 1 in [DIN 19700] festgelegten Sicherheitsniveau bestimmt. Die Einwirkungen werden entsprechend [DIN 19700-10] und [DIN 19700-11] zu Lastfällen kombiniert (siehe Abschnitt 11.2). Es ergeben sich Lastfälle die Regelkombinationen (Lastfälle 1), seltenen Kombinationen (Lastfälle 2) oder außergewöhnliche Kombinationen (Lastfälle 3) zugeordnet werden können.

Aus den Lastfällen ergeben sich in Verbindung mit den TWB die Berechnungslastfälle in den Bemessungssituationen I, II und III (siehe Abschnitt 11.4).

Entsprechend der [DIN 19700-11] sind für die verschiedenen Bemessungssituationen je nach Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens sind die nachfolgend aufgeführten Sicherheitskriterien maßgebend.

Bemerkung: Für die Nachweise der inneren Tragsicherheit des Abschlussbauwerkes ist insbesondere die [DIN 19702] anzuwenden.

6.3.3 Nachweis der Tragfähigkeit nach [DIN 19700-11]

Der Nachweis der Tragfähigkeit nach [DIN 19700-11] umfasst:

- Einhaltung der zulässigen Hauptdruckspannung,
- Ausschluss bzw. Begrenzung klaffender Fugen und
- Nachweis der Kraftübertragung in Fugen des Bauwerkes, der Aufstandsfläche und im Untergrund.

Für den Nachweis der Tragsicherheit werden folgende Festlegungen für Gewichtsstaumauern aus [DIN 19700] übernommen.

Einhaltung der zulässigen Hauptdruckspannungen

Bemessungssituation I $\gamma = 2,10$

Bemessungssituation II $\gamma = 1,70$

Bemessungssituation III $\gamma = 1,20$

Nachweis klaffender Fugen

Bemessungssituation I Die Resultierende der übertragenden Kräfte muss im Kernbereich des Bauwerksquerschnittes liegen.

Keine offenen Klüfte und vertikalen Zugspannungen an der Oberfläche des Bauwerkes und in der Gründungsfuge, außer bei Temperatureinwirkung, dann sind Risse und offene Klüfte zulässig, jedoch nicht bis in die planmäßige Dicht- bzw. Dränzone.

Bemessungssituation II Die Resultierende der übertragenden Kräfte muss im Kernbereich des Bauwerksquerschnittes liegen.

Offene Klüfte dürfen die planmäßige Dicht- bzw. Dränzone nicht vollständig durchtrennen.

Bemessungssituation III Außermittigkeit der Resultierenden höchstens ein Drittel der Querschnittsbreite.

Die Nachweise erfolgen für Berechnungen ohne Aufnahme von Zugspannungen im Bauwerk, wenn diese ohne Bewehrung ist. Im Bereich klaffender Fugen bzw. ohne Druckspannung ist der volle hydrostatische Wasserdruck anzusetzen, dies gilt nicht bei Berechnung der Erdbebeneinwirkung.

Nachweis der Kraftübertragung in Bauwerksfugen und im Untergrund (Gleitsicherheit)

	im Bauwerk	in der Sohlfuge und im Untergrund ⁶
Bemessungssituation I	$\gamma = 1,50$	$\gamma = 1,30$
Bemessungssituation II	$\gamma = 1,30$	$\gamma = 1,20$
Bemessungssituation III	$\gamma = 1,20$	$\gamma = 1,10$

Bemerkung: Abweichend von der Vorgabe in [DIN 19700] für Staumauern zur erforderlichen Sicherheit in der Sohlfuge und im Untergrund werden hierfür die Sicherheitsbeiwerte für Staudämme verwendet. Dies erfolgt, weil das Abschlussbauwerk nicht auf Felsen gegründet ist sondern im Lockergestein wie bei Dämmen üblich. Für das Lockergestein ist nur eine kleine Streuung der Festigkeit vorhanden, welche die Abminderung der Sicherheitsbeiwerte rechtfertigt.

⁶ bei Ansatz von Kohäsion + 0,10

6.3.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [DIN 19702]

Einwirkungen	Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessungssituation		
	Ständig	Vorübergehend	Außergewöhnlich bzw. Erdbeben
Ständige Einwirkung			
ungünstig	1,35	1,2	1,0
günstig	1,0	1,0	1,0
Veränderliche Einwirkung			
ungünstig	1,5	1,3	1,0
Wasserdruck, günstig	0,8	0,9	1,0
Sonstige, günstig	0	0	0
Außergewöhnliche Einwirkung			
ungünstig	–	–	1,0

Abbildung 7: Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen auf Tragwerke im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Versagen des Tragwerks) gem. Tabelle 1 [DIN 19702]

Kombinationsbeiwerte $\psi_{i,i}$ zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit von gleichzeitig auftretenden veränderlichen Einwirkungen dürfen in allen Bemessungssituationen im Allgemeinen zu 1,00 gesetzt werden. Davon abweichend dürfen kleinere Kombinationsbeiwerte verwendet werden, wenn sie nachprüfbar ermittelt worden sind.

Die Schnittgrößen werden linear-elastisch und mit den Steifigkeiten des ungerissenen Querschnittes ermittelt. Einwirkungen infolge von Temperatur werden bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt.

Für das Tosbecken wird der Nachweis der Zuverlässigkeit vollständig nach dem Teilsicherheitskonzept entsprechend [DIN 19702] und [DIN 1054] in den maßgebenden Nachweisformaten UPL, HYD, GEO-2 und STR geführt.

Die Tragsicherheit ist gegeben, wenn ein Gesamt- oder Bauteilversagen mit ausreichender Sicherheit ausgeschlossen werden kann. (Bemerkung: Dabei kann die Gebrauchstauglichkeit eingeschränkt sein).

Für die zu untersuchenden Bauwerksteile sind folgende geotechnischen Nachweise maßgebend:

Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL) und gegen hydraulischen Grundbruch (HYD)

- Teilsicherheitskonzept den Teilsicherheiten nach [DIN 1054] aus den Tabellen A2.1, A2.2 und A2.3

Nachweis der Kipp- und der Gleitsicherheit in der Sohle und in Bauwerksschnitten (GEO 2)

- Teilsicherheitskonzept mit den Teilsicherheiten nach [DIN 1054] aus den Tabellen A2.1, A2.2 und A2.3

Nachweis der Hauptdruckspannungen in der Sohle und in Bauwerksschnitten (STR)

- mit den Teilsicherheiten nach [DIN 1054] aus den Tabellen A 2.1, A 2.2 und A 2.3

Ermüdung

Bei nicht vorwiegend ruhender Belastung (Anzahl der Lastzyklen während der Nutzungsdauer $n > 2 \cdot 10^4$) ist die Ermüdungsfestigkeit von Beton und Bewehrungsstahl gesondert nach [DIN EN 1992-1-1] nachzuweisen. Die Spannungsänderungen sind unter der Einwirkung regelmäßig auftretender Betriebslasten zu ermitteln. Veränderliche Einwirkungen, die nicht in häufiger Regelmäßigkeit auftreten, dürfen dabei vernachlässigt werden. → entfällt

Belastungen mit einer Anzahl der Lastzyklen $n \leq 2 \cdot 10^4$ dürfen als vorwiegend ruhend angenommen werden.

Der Nachweis gegen Ermüdung wird nach [DIN EN 1992-1-1] mit den Einwirkungskombinationen der regelmäßig eintretenden Betriebswasserstände in der Regel unter Vernachlässigung der veränderlichen Einwirkungen geführt. → entfällt

6.3.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im GZG betragen alle Teilsicherheitsbeiwerte 1,00.

Gem. [DIN 19702] werden die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit in der quasi-ständigen Kombination geführt. Der Beiwert $\psi_{2,i}$ nach [DIN EN 1990] wird in der Regel zu $\psi_{2,i} = 0,00$ gesetzt.

Die Ausnahme bilden die Zwangsbeanspruchungen. Hier wird für $\psi_{2,i}$ ein Wert von 1,00 angesetzt. Dieser gilt für Zwangsbeanspruchungen aus Setzungen sowie Zwang aus Temperatur gleichermaßen.

In der seltenen Kombination sind alle Beiwerte $\psi_{0,i}$ zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit von gleichzeitig auftretenden veränderlichen Einwirkungen mit 1,00 angesetzt. Der Nachweis der Betondruckspannung kann entfallen.

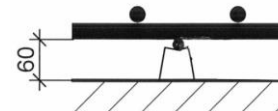
6.3.6 Konstruktive Durchbildung

[a] ... Betondeckung

Gem. [ZTV-W LB 215] beträgt die Mindestbetondeckung $c_{min} = 50 \text{ mm}$ und das Vorhaltemaß $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$. Damit beträgt das Nennmaß der Betondeckung $c_{nom} = 60 \text{ mm}$. Innerhalb der Betondeckung dürfen keine korrodierten Stahlteile vorhanden sein.

Die maximale Betondeckung darf 80 mm gemäß [DIN 19702] nicht überschreiten. Mit Ausnahme von Übergreifungsstößen darf der lichte Stababstand innerhalb einer Bewehrungslage von Flächentragwerken in der Regel $3 \cdot d_g$ (d_g = Größtkorndurchmesser), 20 mm oder \emptyset_s nicht unterschreiten.

Die Abstandhalter (Faserbetonabstandhalter mit Montageeisen $\emptyset_s = 12 \text{ mm}$ ($a = 50 \text{ cm}$)) der unteren Lage der Sohlplatte können entsprechend nebenstehender Skizze ausgeführt werden.



[b] ... Begrenzung der Rissbreite

Es sind die Regelungen der [DIN 19702] anzuwenden. Gem. [DIN 19702] Abschnitt 6.2 ist bei massigen Bauteilen ($d > 80 \text{ cm}$) und bei Bauteilen mit Anforderungen an die Wasser-undurchlässigkeit neben betontechnologischen Maßnahmen die rissbreitenbegrenzende Bewehrung für einen Rechenwert der

Rissbreite von $w_k = 0,25 \text{ mm}$ zu dimensionieren. Dieser Grenzwert der zulässigen Rissbreite gilt bei allen Bauteilen unabhängig von Lage und Bauteilabmessungen.

[c] ... Anforderungen an Beton bei massigen Bauteilen ($d > 80 \text{ cm}$)

In Anlehnung an [ZTV-W LB 215] werden für massige Bauteile unter anderem folgende Anforderungen gefordert:

- nur Zemente mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung (LH-Zemente [DIN EN 197-1]),
- Frischbetontemperatur $\leq +25^\circ\text{C}$ an der Einbaustelle und
- Begrenzung der maximalen Temperaturerhöhung und maximalen Bauteiltemperatur gem. Tab. 2.2 der [ZTV-W LB 215].

Andere oder weitergehende Festlegungen und Anforderungen bleiben davon unberührt und sind ggf. ergänzend zu berücksichtigen.

[d] ... Konstruktive Mindestbewehrung

Gem. [DIN 19702] Abschnitt 7.3 sind bei Bauteilen mit Anforderungen an eine Wasserundurchlässigkeit ein Stahlquerschnitt von $0,1 \%$ der Betonquerschnittsfläche je Seite und Verlegerichtung (maximal $25 \text{ cm}^2/\text{m}$) anzuordnen.

Für Bauteile ohne die Anforderung der Wasserundurchlässigkeit ist ein Stahlquerschnitt von $0,06 \%$ der Betonquerschnittsfläche je Seite und Verlegerichtung, (maximal $15 \text{ cm}^2/\text{m}$) einzulegen.

Die konstruktive Mindestbewehrung ist mit einem Mindestdurchmesser von 10 mm und einem Stababstand von höchstens $s = 15 \text{ cm}$ je Seite und Verlegerichtung einzuhalten.

[e] ... Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Der Nachweis der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung unter Zwang erfolgt gemäß [ZTV-W LB 215] in Anlehnung an das [MFZ] „Früher Zwang“. Die für die Nachweise erforderlichen Materialkenngrößen (z. B. adiabatische Temperaturentwicklung) werden in Anlehnung an [ZTV-W LB 215] bestimmt.

[f] ... Robustheitsbewehrung

Gemäß [DIN 19702] Abschnitt 7.3 kann auf die Anordnung einer Robustheitsbewehrung entsprechend [DIN EN 1992-1-1] verzichtet werden.

7 Berechnungsgrundlagen Stahlwasserbau

7.1 Lastannahmen

7.1.1 Ständige Lasten

Die Eigenlasten werden bzgl. ihrer Wichte wie folgt angenommen:

Stahl, Stahlguss, Kupferlegierungen $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Aluminiumlegierungen $\gamma = 26,5 \text{ kN/m}^3$

Kunststoffe $\gamma = 14,5 \text{ kN/m}^3$

Holz $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Beschichtungen bis $500 \mu\text{m}$, anhaftendes Wasser, anhaftendes Eis, Bewuchs sowie Verschmutzung sind durch einen Zuschlag von 10% der Eigenlast des Verschlusskörpers anzusetzen, sofern kein genauerer Nachweis geführt wird. Bei Beschichtungen $> 500 \mu\text{m}$ ist zusätzlich das Differenzgewicht Dickschicht – Dünnschicht anzusetzen.

7.1.2 Veränderliche Lasten

7.1.2.1 Hydrostatische Einwirkungen

Für die Wichte von Süßwasser ist folgender Wert anzusetzen:

Süßwasser $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Der Auftrieb ist für alle im Wasser eingetauchten Konstruktionsteile zu berücksichtigen.

Die maßgebenden Wasserstände sind in Abschnitt 3 definiert.

7.1.2.2 Hydrodynamische Einwirkungen

Folgende vom Auftraggeber vorzugebende Einwirkungen sind zu berücksichtigen:

- a) Umströmung (Über- und/oder Unterströmung) des Verschlusskörpers,
- b) Schwall und Sunk,
- c) Druckstöße,
- d) Wellendruck auf Verschlusskörper in Binnengewässern,
- e) Wellendruck auf Verschlusskörper in Küstengebieten (reflektierende, brechende oder gebrochene Wellen) und
- f) Wirkung des Schraubenstrahls von Schiffsantrieben.

Die Einwirkungen b), c), d) und f) dürfen durch Änderung des hydrostatischen Wasserdrucks erfasst werden. Die Einwirkungen dürfen durch Modellversuche ermittelt werden.

zu a) Eine Sogwirkung beim Ziehen der Verschlusskörper wird durch einen ingenieurmäßigen Lastansatz bei den Antriebskräften berücksichtigen.

zu b) nicht relevant → entfällt

zu c) nicht relevant → entfällt

zu d) nicht relevant → entfällt

zu e) nicht relevant → entfällt

zu f) nicht relevant/maßgebend, da kein schiffbares Gewässer → entfällt

7.1.2.3 Hydrodynamische Einwirkungen bei Bewegung des Verschlusskörpers

Die beim Bewegen eines Verschlusskörpers durch Verdrängung sich ergebende oder die beim Anheben mitgenommene Wasserlast ist zu berücksichtigen.

→ Die Bewegung der Verschlusskörper erfolgt langsam, sodass die hydrodynamischen Einwirkungen bei Bewegung des Verschlusskörpers nicht berücksichtigt werden.

7.1.2.4 Eisauflasten

Der nicht eingetauchte Teil eines Eiskörpers auf oder innerhalb des Verschlusskörpers ist als vertikale Einwirkung zu berücksichtigen. Dessen Größe und Häufigkeit sind vom Auftraggeber vorzugeben. Die Wichte von Eis darf mit $\gamma = 7,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt werden.

→ Die Eisauflast wird durch einen 10%-Zuschlag auf die Eigenlast berücksichtigt.

7.1.2.5 Eisdruck

Die Einwirkung entfällt bei Vollstau und höheren Wasserständen. Eisdruck wird nur bei min. Wasserständen berücksichtigt.

Das Antreiben von Eiskörpern, die sich im Stauraum gebildet haben, durch Strömung oder Wind antreiben oder das Antreiben von größerem Treibgut (Baumstämme, Zivilisationsgegenstände, o. Ä.) ist möglich. Treibgutanprall wird in Wirkung und Größe dem Eisstoß gem. [17] (entspricht dem Ansatz in DIN [11]) gleichgesetzt.

Eisdruck einschließlich Eisstoß sind – wenn keine genaueren Untersuchungen vorliegen – zusätzlich zum statischen Wasserdruck als horizontal wirkende Flächenlast in Binnengebieten mit $p_E = 150 \text{ kN/m}^2$ zu berücksichtigen.

In Binnengebieten ist von einer Mindesteisdicke von $h_E = 0,30 \text{ m}$ auszugehen. Der Eisdruck p_E ist entsprechend der Eisdicke unterhalb des Wasserspiegels nach Bild 1 der [DIN 19704-1] anzusetzen. Die Reibungszahl ist mit $\mu = 0,10$ anzusetzen.

Sind betriebliche Einrichtungen zur Eisfreihaltung (z. B. Luftsprudelanlagen, Heizung) vorhanden, darf der Eisdruck um 30 % reduziert werden. → entfällt

Für die Berechnung des Haupttragwerks darf der Eisdruck vereinfachend als Linienlast $p_E \cdot h_E = 150 \cdot 0,30 = 45 \text{ kN/m}$ in Höhe des Wasserspiegels angesetzt werden.

Bei der Berechnung des Stauwandbleches und der Stauwandsteifen darf die Flächenlast des Eisdrucks auf die Hälfte ermäßigt werden, wenn mit der zweifachen Eisdicke gerechnet wird.

Bei Revisionsverschlüssen ist vom Auftraggeber vorzugeben, ob Eisdruck anzusetzen ist.

→ Bei den Revisionsverschlüssen werden 50% des Eisdruckes angesetzt.

7.1.2.6 Verkehrslast

Für Bedienungsstege ist eine Flächenlast von $2,50 \text{ kN/m}^2$ und für die Geländer eine horizontale Linienlast in Holmhöhe von $0,50 \text{ kN/m}$ anzusetzen. Zusätzlich wird eine Einzellast von $Q_k = 4,00 \text{ kN}$ berücksichtigt. Die Höhe der Einzellast orientiert sich an [DIN EN 1991-1-1] NA Tab. 6.1 DE für eine Nutzungskategorie E1.1 (Flächen mit industrieller Nutzung).

7.1.2.7 Massenkkräfte

Die Massenkkräfte des Verschlusskörpers dürfen bei Beschleunigungen mit einem Betrag kleiner als $0,50 \text{ m/s}^2$, bezogen auf den Schwerpunkt des Verschlusskörpers, vernachlässigt werden.

→ Die Beschleunigungen beim Öffnen und Schließen sind kleiner als $0,50 \text{ m/s}^2$. Massekräfte werden nicht berücksichtigt.

7.1.2.8 Änderung der Stützbedingungen

Bei statisch unbestimmter Lagerung des Verschlusskörpers ist der Einfluss von Herstellungs- und Montageungenauigkeiten (siehe [DIN 19704-2]) zu berücksichtigen.

Änderungen der Stützbedingungen sind entsprechend den bei Gründungsbauwerken zu erwartenden Setzungen und Verformungen zu berücksichtigen. Die zu berücksichtigenden Werte sind vom Auftraggeber vorzugeben.

Durch die Wahl eines geeigneten statischen Systems für das Massivbauwerk und seiner Gründung sind ungleichmäßige Setzungen und Verformungen möglichst klein zu halten. Die Wahl des Verschlusskörpersystems muss sich an den zu erwartenden Verformungen orientieren.

→ Die Verschlusskörper sind statisch bestimmt gelagert. Das Massivbauwerk wird im Bereich der Verschlusskörper monolithisch mit einer Gründungsebene ausgebildet. Zwangskräfte infolge Änderung der Stützbedingungen werden nicht berücksichtigt.

7.1.2.9 Temperatureinflüsse

Als gleichmäßige Temperaturänderungen gegenüber einer Aufstelltemperatur von 10 °C ($283,15 \text{ K}$) sind anzusetzen:

- a) für Verschlusskörper, die zeitweilig ganz oder zu einem großen Teil aus dem Wasser herausgenommen werden: $\pm 35 \text{ K}$;
- b) für einseitig vom Wasser benetzte Verschlusskörper: $\pm 20 \text{ K}$;
- c) für beidseitig teilweise vom Wasser benetzte Verschlusskörper: $\pm 20 \text{ K}$;
- d) für Verschlusskörper, die sich vollständig unter Wasser befinden: $\pm 10 \text{ K}$.

Zusätzlich ist in den Fällen a) und b) eine ungleichmäßige Temperaturverteilung von 30 K über den Querschnitt des Verschlusskörpers anzusetzen.

Gleichmäßige Temperaturänderung ist mit ungleichmäßiger Temperaturverteilung nur dann zu kombinieren, wenn sich dies für den Verschlusskörper ungünstig auswirkt.

7.1.2.10 Schiffsreibung

- entfällt -

7.1.2.11 Schiffsstoß

- entfällt -

7.1.2.12 Windlast

Für die Bemessung des Verschlusskörpers braucht eine Windeinwirkung nicht berücksichtigt zu werden. Für die Ermittlung der Antriebskräfte und den hiervon beeinflussten Maschinenkonstruktionen ist die Windlast auf den Verschlusskörper mit den Lastannahmen nach [DIN EN 1991-1-4] anzusetzen. Die Windlast W errechnet sich aus dem aerodynamischen Kraftbeiwert c_f , dem Staudruck q und der zur Windrichtung normalen Projektionsfläche A des Verschlusskörpers ($W = c_f \cdot q \cdot A$). Der aerodynamische Kraftbeiwert ist für Verschlusskörper, die einem Windangriff über Geländenniveau ausgesetzt sind, mit $c_f = 1,30$ anzusetzen. Für Verschlusskörper, die sich windgeschützt unter dem Geländenniveau befinden (z. B. in Schleusenammern), ist $c_f = 0,50$ anzusetzen. Vom Auftraggeber ist der zugrunde zu legende Staudruck vorzugeben. Windeinwirkungen auf Portale und ähnliches sind mit den Lastannahmen nach [DIN EN 1991-1-4] zu erfassen.

Windzone gem. [DIN EN 1991-1-4] Bild NA.A.1

→ Windzone 2

aerodynamischen Kraftbeiwert: $c_f = 1,30$

Geschwindigkeitsdruck gem. [DIN EN 1991-1-4] Tab. NA.B.3

$$\underline{q_p = 0,65 \text{ kN/m}^2}$$



7.1.2.13 Trossenzugkräfte auf Poller

- entfällt -

7.1.2.14 Transport, Montage und Reparaturzustand

Die Einwirkungen bei Transport-, Montage- und Instandhaltungszuständen sind zu berücksichtigen. Hierzu gehört auch die resultierende Beanspruchung aus der Druckprüfung mit einem Prüfdruck von mindestens $0,30 \text{ bar}$.

7.1.2.15 Frischbetondruck

- entfällt -

7.1.2.16 Lager- und Dichtungsreibung

Die auf Stahl- und Maschinenkonstruktionen einwirkenden Reibungskräfte und Reibungsmomente sind mit den in den Tabellen 3 und 4 der [DIN 19704] angegebenen Reibungszahlen zu ermitteln.

Werkstoffpaarung	Gleitreibungszahl μ		Verhältnis Haft- reibungszahl zu Gleitreibungszahl μ_0 / μ
	wasserbenetzt		
	Mindestwert	Höchstwert	
Stahl/Stahl	0,20	0,35	1,1
Stahl/Kupferlegierung	0,18	0,30	1,1
Nichtrostender Stahl/Polyamid (PA6G+PE)	0,15	0,25	1,2
Nichtrostender Stahl/Polyethylen (PE-UHMW)	0,10	0,20	1,2
Stahl/Elastomer (Härte etwa 50 bis 70 Shore A)	0,80	1,00	1,0
Stahl/Elastomer mit PTFE-Auflage	0,10	0,10	1,0
Haftreibungszahl Stahl/Beton $\mu_0 = 0,4$			

Tabelle 7: Reibungszahlen für Stahlkonstruktionen gem. [DIN 19704] Tabelle 3

Werkstoff- paarung	Gleitreibungszahl μ						Verhältnis Haftreibungs- zahl zu Gleitrei- bungszahl μ_0 / μ
	trocken		wasserbenetzt		geschmiert		
	Mindest- wert	Höchst- wert	Mindest- wert	Höchst- wert	Mindest- wert	Höchst- wert	
Stahl/Stahl	0,10	0,15	0,10	0,15	0,02	0,05	1,1
Stahl/Kupfer- legierung	0,10	0,15	0,10	0,15	0,02	0,05	1,1
Nichtrostender Stahl/ selbst- schmierende Kupferlegierung	0,12	0,15	0,08	0,10	—		1,0

Tabelle 8: Reibungszahlen für Maschinenkonstruktionen gem. [DIN 19704] Tabelle 4

Es sind die Höchstwerte anzusetzen, wenn die Reibungskraft bzw. das Reibungsmoment im ungünstigen Sinne wirkt, die Mindestwerte für günstig wirkende Reibung. Zwischenwerte dürfen nicht angesetzt werden.

Bei Verschlusskörpern, die ohne mechanische Antriebskraft im Schließsinn abwärts bewegt werden sollen, sind für den Nachweis, dass die Abwärtsbewegung mit Sicherheit abläuft, die mit den maximalen Reibungszahlen ermittelten Reibungskräfte um 25% zu erhöhen.

Die Tabellen 3 und 4 der [DIN 19704] enthalten die Reibungszahlen für kleine Geschwindigkeiten bis etwa 50 mm/s. Die Tabelle 3 der [DIN 19704] gilt für Stahlkonstruktionen (z. B. Gleitschütz/Laufbahn) mit großer Oberflächenrauheit (arithmetischer Mittenrauwert etwa $3 \mu\text{m} < Ra < 15 \mu\text{m}$, Ra nach [DIN

EN 10049)). Die Tabelle 4 der [DIN 19704] gilt für Maschinenkonstruktionen (z. B. Gelenklager, Drehlager, Zapfenlager, Laschenketten) mit kleiner Oberflächenrauheit (arithmetischer Mittenrauwert etwa $0,1 \mu\text{m} < Ra < 0,8 \mu\text{m}$) sowie für Stemmknaggen.

Gelenk- und Buchsenlager können im Einbauzustand, sofern sie nicht mit einem Einbauschmierfilm bestellt wurden, erheblich höhere Reibbeiwerte besitzen. Dies ist bei der Auslegung zu berücksichtigen. Für Wellenlager, Zahnradgetriebe und dergleichen darf der Einfluss der Gleitreibung (bzw. Rollreibung, siehe 6.4 [DIN 19704]) über die Wirkungsgrade erfasst werden, d. h. ohne Anwendung der Tabelle 4 der [DIN 19704].

Die Haftreibung ist anzusetzen, wenn sie im ungünstigen Sinne wirksam ist oder wenn die Bewegung aus der Ruhe heraus beginnt. Die Haftreibungszahlen μ_0 dürfen durch Multiplikation der Gleitreibungszahlen μ mit den in den Tabellen 3 und 4 der [DIN 19704] angegebenen Vergrößerungsfaktoren μ_0/μ berechnet werden.

7.1.2.17 Sonstige Einwirkungen

Zum Nachweis ausreichender örtlicher Steifigkeit der Stauwand ist bei Verschlusskörpern, die unterströmt werden, an deren unteren Rand eine horizontale Linienlast von 30 kN/m ohne Berücksichtigung des Wasserdrucks anzusetzen.

7.1.3 Außergewöhnliche Lasten

7.1.3.1 Verlust des Auftriebes infolge Leckage der Luftkammer

Das Leck werden von Luftkammern ist zu berücksichtigen. Bei mehreren Luftkammern ist das Leck von zwei benachbarten Luftkammern an ungünstigster Stelle anzunehmen. Vom Auftraggeber ist anzugeben, ob hierbei der Betrieb weitergeführt werden oder eine einmalige Bewegung in eine Reparaturstellung möglich sein muss.

Bei einer Leckage einer oder zwei Luftkammern wird der Verschlusskörper in keine Reparaturstellung bewegt. Für eine Reparatur kann der Verschlusskörper per Kran gezogen werden.

→ Die Dichtheit von Hohlkörpern muss nachgewiesen werden (dichtgeschweißte Hohlkörper), zusätzliche Kräfte für die Antriebe brauchen dementsprechend nicht berücksichtigt zu werden.

7.1.3.2 Einwirkungen des Antriebes im Störfall

- entfällt -

7.1.3.3 Einwirkungen von Erdbebenkräften

→ vgl. Abschnitt 6.1.10

7.1.3.4 Zweiseitig angetriebene Verschlusskörper

- entfällt -

7.1.3.5 Bewegungsbehinderung durch Fremdkörper

Die Bewegungsbehinderung wird berücksichtigt, indem unterstellt wird, dass sich die größte Seitenführungskraft aus ungleichmäßiger Belastung beider Seiten des Verschlusskörpers ergeben. Um dies zu berücksichtigen, wird rechnerisch angenommen, dass auf einer Seite die minimale Reibungskraft und

auf der gegenüberliegenden Seite eine maximale Reibungskraft wirkt. Dadurch ergibt sich eine Differenz in den Reibungskräften, die dann als Kraft auf die Seitenführungsschiene wirkt. Mit dieser Differenz wird die Reibungskraft an der Seitenführungsschienen für die Auslegung der Antriebe berechnet.

7.2 Bemessungssituationen

7.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nr.	Einwirkungen	Lasten	Siehe Abschnitt	Bemessungssituation					
				Ständig ^a		Vorübergehend ^a		Außergewöhnlich ^{a b c} γ _{F,A}	
				γ _{F,sup}	γ _{F,inf}	γ _{F,sup}	γ _{F,inf}		
1	ständig	Eigenlasten	5.1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
2	veränderlich	Hydrostatische Einwirkungen	5.2.1						
3		Hydrodynamische Einwirkungen	5.2.2						
4		Wasserlast	5.2.3						
5		Änderungen der Stützbedingungen	5.2.8						
6		Eisauflast	5.2.4						
7	außergewöhnlich	Verkehrslast	5.2.6						
8		Massenkräfte	5.2.7						
9		Eisdruck, Eisstoß	5.2.5						
10		Temperatureinflüsse	5.2.9						
11		Schiffsreibung	5.2.10						
12		Einwirkungen bei Transport-, Montage- und Instandhaltungszuständen	5.2.14						
13		Verlust des Auftriebes infolge Leckage der Luftkammer	5.3.1						
14		Einwirkungen von Erdbebenkräften	5.3.3						
15		Einwirkungen des Antriebs im Störfall	5.3.2						

Die hydrostatische Einwirkung mit dem Bemessungswasserstand Z_V (Plan) wird in der ständigen Bemessungssituation und der Bemessungswasserstand Z_H (Plan) in der vorübergehenden Bemessungssituation berücksichtigt.

Ermüdung

Ermüdungsnachweise sind für die ständige Bemessungssituation nach Tabelle 5 der [DIN 19704-1], jedoch mit Teilsicherheitsbeiwerten nach [DIN 19704-1] 7.6.2, für alle ermüdungsbeanspruchten Bereiche zu führen.

Als Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungseinwirkungen ist $\gamma_{Ft} = 1,00$ anzusetzen. Als Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungsnachweis ist $\gamma_{Mf} = 1,35$ anzusetzen. Beim Ermüdungsnachweis gegenüber Normalspannungen im Druckschwellbereich darf bei Stauwandblechen mit dem ermäßigten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mf} = 1,15$ berechnet werden.

Für die Durchführung des Betriebsfestigkeitsnachweises werden folgende Lastspiele angesetzt:

Stahlbau:	Betriebszeit:	70 Jahre	[DIN 19704-1] 7.6.1
	Betriebstage pro Jahr:	25 Wochen	... Teildauerstau
		10 Tage	... Hochwasser
	Schließen/Öffnen:	1-mal pro Woche	... Teildauerstau
		10-mal pro Tag	... Hochwasser
	Lastspielanzahl:	$n_1 = 70 \cdot 25 \cdot 1 = 1.750$... Teildauerstau
		$n_2 = 70 \cdot 10 \cdot 10 = 7.000$... Hochwasser
		$n = 1.750 + 7.000 = 8.750$	
	Betriebszeit:	35 Jahre	[DIN 19704-1] 9.5.3.1
		50 Jahre	Abstimmung vom dem AG (maßgebend)
Maschinenbau:	Betriebstage pro Jahr:	25 Wochen	... Teildauerstau
		10 Tage	... Hochwasser
	Schließen/Öffnen:	1-mal pro Woche	... Teildauerstau
		10-mal pro Tag	... Hochwasser
	Lastspielanzahl:	$n_1 = 50 \cdot 25 \cdot 1 = 1.250$... Teildauerstau
		$n_2 = 50 \cdot 10 \cdot 10 = 5.000$... Hochwasser
		$n = 1.250 + 5.000 = 6.250$	

- Verzicht auf einen Ermüdungsnachweis für den Stahlbau

Auf einen Ermüdungsnachweis kann verzichtet werden, wenn die Bedingungen nach 9.5.3.3, Gleichungen (12) oder (13) der [DIN 19704-1], erfüllt sind:

$$\begin{aligned}
 \text{Gleichung (12)} \quad \Delta\sigma &\leq 26/\gamma_{Mf} = 26/1,35 = 19,3 \text{ N/mm}^2 & \Delta\tau &\leq 36/\gamma_{Mf} = 36/1,35 = 26,7 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta\sigma &\leq 26/\gamma_{Mf} = 26/1,15 = 22,6 \text{ N/mm}^2 & \Delta\tau &\leq 36/\gamma_{Mf} = 36/1,15 = 31,3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Gleichung (13)} \quad N \leq 5 \cdot 10^6 \cdot [117 / (\gamma_{MF} \Delta \sigma)]^3 \quad N \leq 10^8 \cdot [36 / (\gamma_{MF} \Delta \tau)]^5$$

Das max. Spannungsschwingbreite wird bei voller elastischer Auslastung erreicht. Es ergeben sich:

$$\begin{array}{lll} \text{S235} & \Delta \sigma = 2 \cdot 235 = 470 \text{ N/mm}^2 & \Delta \tau = 2 \cdot 136 = 271 \text{ N/mm}^2 \\ \text{S355} & \Delta \sigma = 2 \cdot 355 = 710 \text{ N/mm}^2 & \Delta \tau = 2 \cdot 205 = 410 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Für Gleichung (13) ergeben sich damit die folgenden Lastspielzahlen

S235		S355		
$\Delta \sigma$	$\Delta \tau$	$\Delta \sigma$	$\Delta \tau$	
$N = 31.350$	$N = 162.898$	$N = 9.094$	$N = 47.253$... allgemein
$N = 50.715$	$N = 263.525$	$N = 14.712$	$N = 76.444^2$... Staublech

$$N = 8.750 < 9.094 = N$$

→ Auf einen Nachweis für die Stahlbauteile kann verzichtet werden.

- Verzicht auf einen Ermüdungsnachweis für Maschinenbauteile

Bei einer gesamten Anzahl der Spannungsspiele von $N \leq 10^4$ dürfen Ermüdungsnachweise entfallen

$$N = 6.250 < 10.000 = 10^4 = N$$

→ Auf einen Nachweis für Maschinenbauteile (hier z. B. den Triebstöcken) kann verzichtet werden.
 Bei Ritzeln, Wellen etc. sind die Lastspielzahlen entsprechend deren Umdrehungszahlen zu berechnen und der Verzicht auf einen Ermüdungsnachweis für diese Maschinenbauteile neu zu bewerten.

7.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden nach [DIN 19704-1] Abs. 7.5 durchgeführt; es gilt [DIN EN 1993-1-1]. Ergänzende und abweichende Regelungen sind im Folgenden angegeben.

Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_F = \gamma_{M,ser} = 1,00$ zu führen.

Bei Konstruktionen, deren Dichtungen, Bewegungsmöglichkeiten und Auflagerbedingungen durch Form-änderungen der Konstruktion beeinflusst werden, ist nachzuweisen, dass die Formänderungen innerhalb der zum Aufrechterhalten der Dichtungen, Bewegungsmöglichkeiten und des maschinellen Betriebs zulässigen Grenzen bleiben.

Der Berechnung von Verformungen dürfen die Querschnittswerte des ungeschwächten Querschnitts zugrunde gelegt werden.

Der Schließdruck bei Aufsetzdichtungen (Flachprofil) ergibt sich aus der Resultierenden aller vertikalen Kräfte, wobei als Dichtungslinie die unterstromseitige Kante der Aufsetzdichtung anzusetzen ist. Der Schließdruck muss entlang der Dichtung mindestens 5 kN/m betragen.

7.3 Konstruktive Durchbildung

7.3.1 Allgemeines

OK Oberschütz im geschlossenen Zustand	+150,90 m NHN	
UK Unterschütz im gezogenen Zustand	+147,29 m NHN	(Schützöffnung: 4,89 m)
OK Wehrsohle	+142,40 m NHN	

Die Stahlkonstruktionen sind so zu gestalten, dass mechanische Belastungen (z. B. durch Eis, Treibgut, Geschwemmsel) und korrosive Angriffe möglichst gering gehalten werden.

Die zugrunde gelegte Lagerung des Verschlusskörpers darf sich unter Berücksichtigung von Setzungen, Verformung oder Verschleiß nicht nennenswert ändern.

Der Einsatz von nichtrostendem Stahl ist zu minimieren.

7.3.2 Mindestblechdicken

Folgende Mindestdicken für Bauteile aus unlegierten Baustählen müssen – mit Ausnahme von Futterblechen und Ausrüstungsteilen, wie z. B. Heizrohre, Luftsprudel- und Schmierleitungen – eingehalten werden [DIN 19704-2] 4.2:

Stauwandbleche bei Schleusen, Sperrwerks- und Sicherheitsverschlüssen	$t_{min} = 12 \text{ mm}$,
Stauwandbleche bei anderen Verschlüssen und bei Revisionsverschlüssen	$t_{min} = 10 \text{ mm}$,
Bleche, Flach- und Breitflachstähle	$t_{min} = 8 \text{ mm}$,
Stab- und Formstähle sowie Wände von Hohlprofilen und Rohren	$t_{min} = 6 \text{ mm}$,
Fest einzubauende Stahlteile	$t_{min} = 10 \text{ mm}$.

Mindestdicken von Bauteilen aus nichtrostenden Stählen sind vom Auftraggeber festzulegen.

7.3.3 Schraubenverbindungen

Schraubenverbindungen, die auf Abscheren und Lochleibung zu bemessen sind oder der Lagesicherung dienen, sind als Scher-Lochleibungs-Passverbindungen (SLP) auszuführen.

Geschraubte Stöße an Stauwandblechen sind zu vermeiden, es sei denn, sie sind z. B. wegen späterer Ausbaumöglichkeit oder bei zusammensetzbaren Verschlusskörpern notwendig.

Gleitfeste Verbindungen sind wegen Korrosionsgefahr der Reibflächen unter Wasser nicht zulässig.

Die Verwendung von Schrauben aus nichtrostendem Stahl ist grundsätzlich zu vermeiden.

Der Nenndurchmesser beträgt mindestens 16 mm.

Einschränkend gegenüber [DIN EN 1993-1-8] Tabelle 3.3, gilt Tabelle 2 der [DIN 19704-2]. Dabei ist t die Dicke des dünnsten der außen liegenden Teile der Verbindung, d_L ist der Lochdurchmesser. Der jeweils kleinere Wert ist maßgebend.

Verbindungsart	Randabstände	Lochabstände
Dichtstöße	max. $2,5 d_L$ oder $5 t$	max. $3 d_L$
sonstige Stöße und Anschlüsse	max. $3 d_L$ oder $6 t$	$6 d_L$ oder $12 t$
Befestigungen von Elastomerdichtungen	—	max. $12 t$

Tabelle 9: Größte Rand- und Lochabstände bei Schraubenverbindungen

Als Schraubensicherungen dürfen Gegenmutter nach [DIN EN ISO 4032], [DIN EN ISO 4034] und [DIN EN ISO 4035], Klebstoff oder andere geeignete Sicherungssysteme verwendet werden. Bei vorgespannten Schrauben ist keine zusätzliche Sicherung erforderlich.

7.3.4 Schweißverbindungen

Unterbrochene Schweißnähte sind nur bei Einbettung in Beton zulässig. Der Abstand von der freien Betonfläche bis zur Kehlnaht-Unterbrechung muss mindestens 100 mm betragen (vgl. Bild 1 der [DIN 19704-2]).

Die Mindestkehlnahtdicke beträgt $a = 3 \text{ mm}$.

Einseitige Kehlnähte sind nur bei geschlossenen Profilen (z. B. Hohlsteifen) und einbetonierten Teilen zulässig.

Für Stumpfstöße von Blechen verschiedener Dicke rechtwinklig zur Krafrichtung gilt:

- Mehr als 3 mm vorstehenden Kanten sind im Verhältnis 1:4 oder flacher abzuarbeiten.
- Unterlegte Schweißleisten aus Stahl auf der Wurzelseite von Stumpfnähten sind beidseitig zu verschweißen, sofern sie nicht in luftdichten Hohlräumen angeordnet sind.

Die Neigung der Stirnkehlnaht ist 1:2 oder flacher, die Abschrägung der Zusatzgurtplatten 1:4 oder flacher auszuführen.

Das Schweißen in kaltverformten, nicht vorwiegend ruhend beanspruchten Bauteilen aus unlegierten Baustählen nach [DIN EN 10025-1] bedarf der Zustimmung des Auftraggebers im Einzelfall.

7.3.5 Ausschnitte

Ausschnitte sollten mit möglichst großem Halbmesser und nicht kleiner als $r = 40 \text{ mm}$ ausgerundet werden.

7.3.6 Futterbleche

Der Einsatz von Futterblechen aus nichtrostendem Stahl in Verbindung mit unlegiertem Stahl ist zu vermeiden. Futterbleche außerhalb des Wassers sind nach [DIN EN 1993-1-8] 3.6, auszuführen. Futterbleche bis zu 5 mm Dicke, die zeitweise oder dauernd unter Wasser liegen, sind einlagig in nichtrostendem Stahl und 5 mm kleiner als die Anschlussflanschbleche auszuführen; sie sind auf einer Seite rundherum mit Kehlnähten anzuschweißen. Dickere Futter dürfen in unlegiertem Stahl ausgeführt werden, auch sie sind umlaufend mit Kehlnähten anzuschweißen. Abweichungen bedürfen der Zustimmung des Auftraggebers.

8 Berechnungsgrundlagen Brückenbauwerk

8.1 Lastannahmen

8.1.1 Ständige Lasten

Die Eigenlasten werden bzgl. ihrer Wichte wie folgt angenommen:

Beton (bewehrt) $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Beton (unbewehrt) $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Baustahl $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Für die Fahrbahn wird eine Last von $0,15 \text{ kN/m}^2$ mit einer Dicke von 8 cm angenommen.

Für das Gelände wird je Brückenseite eine Last von $0,50 \text{ kN/m}$ angesetzt.

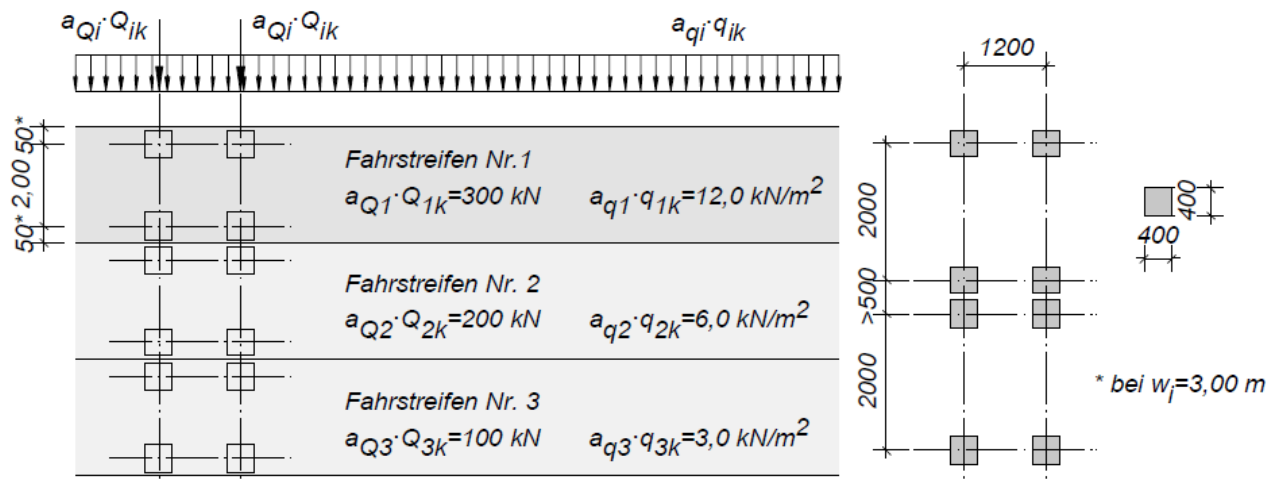
8.1.2 Veränderliche Lasten

8.1.2.1 Einwirkungen aus vertikalen Verkehrslasten

[a] ... Lastmodell LM 1

Das Lastmodell setzt sich zusammen aus:

- Doppelachse (TS) mit einem Achsabstand von $1,20 \text{ m}$, einem Radabstand von $2,00 \text{ m}$ und einer Radaufstandsfläche von $40 \times 40 \text{ cm}^2$ und
- gleichmäßig verteilte Last (UDL).



Die Fahrbahn ist die Fläche zwischen den Schrammborden. Sie hat eine Breite von $4,50 \text{ m}$. Gem. [DIN EN 1991-2] Tabelle 4.1 ist ein rechnerischer Fahrstreifen mit einer Breite von $3,00 \text{ m}$ und die verbleibende Restfläche anzusetzen.

Fahrstreifen: Doppelachse (TS) $Q_{1k} = 1,00 \cdot 300 \text{ kN} = 300 \text{ kN}$ (Achslast)

gleichmäßig verteilte Last (UDL) $q_{1k} = 1,33 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2 = 12,0 \text{ kN/m}^2$

Restfläche: gleichmäßig verteilte Last $q_{rk} = 1,20 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Die Lastverteilung durch Belag und Betonplatte der Radaufstandsfläche wird unter einem Winkel von 45° angenommen. Für die Lastverteilung ist die halbe Plattendicke des Überbaus und die Belagsdicke anzusetzen.

[b] ... Lastmodell LM 2 und 3

Entsprechend [DIN EN 1991-2/NA] sind die Lastmodelle LM 2 und LM 3 nicht anzuwenden.

[c] ... Lastmodell LM 4

Das Lastmodell für Menschengedränge wird gemäß [DIN EN 1991-2] Abschnitt 4.3.5 durch eine gleichmäßig verteilte Last von $q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2$ (welche einen dynamischen Erhöhungsfaktor beinhaltet) festgelegt. Falls nicht anderweitig festgelegt, sollte sie auf den jeweils maßgebenden Teilen (Länge und Breite) des Überbaues angeordnet werden. Dieses für globale Nachweise gedachte Lastmodell deckt nur die vorübergehende Bemessungssituation ab. Auf der Fahrbahn wird dieses Lastmodell in Verbindung mit anderen Lastmodellen ausgeschlossen.

[d] ... Sonderfahrzeuge (z.B. Schwertransporte, Schienenfahrzeuge)

- entfällt -

8.1.2.2 Einwirkungen aus horizontalen Verkehrslasten

[a] ... Lasten aus Bremsen und Anfahren

Die Bremslast wirkt in Längsrichtung in Höhe des fertigen Belages. Sie ist entlang der Mittellinie eines rechnerischen Fahrstreifens anzusetzen. Im Fall einer unbedeutenden Exzentrizität darf sie jedoch auch entlang der Mittellinie der Fahrbahn wirkend angenommen werden.

Der für die gesamte Brückenbreite auf 900 kN begrenzte charakteristische Wert Q_{1k} soll anteilig zu den maximalen vertikalen Lasten des in Fahrstreifen 1 vorgesehenen Lastmodells wie folgt festgelegt werden:

$$Q_{1k} = 0,60 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

mit: L ... die Länge des Überbaus oder die zu berücksichtigende Teile der Überbaulänge

Diese Last ist sowohl positiv als auch negativ wirkend anzusetzen. Die Last darf gemäß [DIN EN 1991-2] Abschnitt 4.4.1 (4) als gleichmäßig über die Belastungslänge (hier Fahrstreifenbreite) angenommen werden.

[b] ... Zentrifugallasten

Die charakteristischen Zentrifugallasten sind abhängig vom Trassierungsradius der Fahrbahnmittellinie. Mit der Gesamtlast Q_v aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des LM 1.

$R = \infty \text{ m}$... Trassierungsradius der Fahrbahnmittellinie

→ Der Ansatz von Zentrifugallasten entfällt.

8.1.3 Weitere Lastmodelle

8.1.3.1 Verkehrslasten auf Kappen

Verkehrslasten auf den Kappen sind entsprechend [DIN EN 1991-2] Abschnitt 5.3.2.1 anzusetzen.

[a] ... Nachweis des Überbaus in Längsrichtung

Gem. [DIN EN 1991-2] NA ist bei Kombination mit Lastmodellen für den Straßenverkehr, d.h. bei der Bemessung des Überbaues in Längsrichtung, auf den Kappen eine gleichmäßig verteilte Flächenlast von $q_{fk} = 3,00 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen.

[b] ... Nachweis des Überbaus in Querrichtung

Die gleichmäßig verteilte Flächenlast beträgt $q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2$.

8.1.3.2 Einwirkungen auf Geländer

Gemäß [DIN EN 1991-2] NA Abschnitt 4.8 ist auf die Geländer eine vertikal sowie horizontal wirkende Linienlast von $q_k = 1,00 \text{ kN/m}$ in Höhe der Oberkante des Geländers, nach außen oder innen wirkend, anzusetzen.

8.1.3.3 Schneelast

Da es sich um keine überdachte Brücke oder bewegliche Brücke handelt, kann diese Einwirkung entfallen. Bauzustände werden aufgrund der geringen Komplexität des Bauwerks und dessen kurzen Bauzustände nicht betrachtet.

8.1.3.4 Windlast

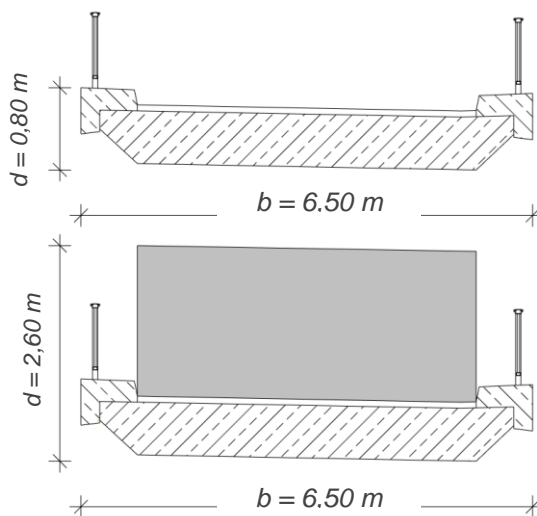
Die Windeinwirkungen werden nach [DIN EN 1991-1-4] 8 und dem NA bestimmt. Die Windzone ergibt sich nach [DIN EN 1991-1-4] Bild NA.A.1:

Windzone gem. [DIN EN 1991-1-4] Bild NA.A.1

→ Windzone 2

→ Tabelle NA.N.5 der [DIN EN 1991-1-4]

$$z_e < 20,0 \text{ m}$$



[a] ... Windlast ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand

$$\text{Verhältnis } b/d = 6,50/0,80 = 8,1$$

→ Windeinwirkung $w_k = 0,95 \text{ kN/m}^2$

[b] ... Windlast mit Verkehr und mit Lärmschutzwand

$$\text{Verhältnis } b/d = 6,50/2,60 = 2,5$$

→ Windeinwirkung $w_k = 1,25 \text{ kN/m}^2$

8.1.3.5 Temperatur

Bei Brückenüberbauten sind die 3 folgenden Überbaugruppen zu unterscheiden:

- Gruppe 1: Stahlkonstruktionen als Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken.
- Gruppe 2: Verbundkonstruktionen, Betonplatte auf einem Hohlkasten, Fachwerk- oder Plattenbalken aus Stahl.
- Gruppe 3: Betonkonstruktionen; Fahrbahnplatten oder Überbauten Betonbalken oder Betonhohlkästen.

[a] ... Konstanter Temperaturanteil

Gem. [DIN EN 1991-1-5] NA Abschnitt 6.1.3.2 (1) betragen die zu berücksichtigende Temperaturschwankung der Außenluft in Deutschland:

Gruppe 3 $T_{max} = +37^{\circ}\text{C}$ und $T_{min} = -24^{\circ}\text{C}$

Für Betonbrücken (Gruppe 3) ergeben sich nach [DIN EN 1991-1-5] Abschnitt 6.1.3.1 die folgenden Bauwerkstemperaturen: $T_{e,max} = T_{max} + 2^{\circ}\text{C} = +39^{\circ}\text{C}$ und $T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}\text{C} = -16^{\circ}\text{C}$

Es wird angenommen, dass die Aufstelltemperatur T_0 des Bauwerks 10°C beträgt. Die Aufstelltemperatur T_0 , die während der Tragwerkserstellung im Bauteil vorherrscht, wird als Bezugswert für die Berechnung der Verkürzung infolge des minimalen konstanten Temperaturanteils und der Ausdehnung infolge des maximalen konstanten Temperaturanteils verwendet.

Der Wert der maximalen Schwankung des negativen Temperaturanteils $\Delta T_{N,con}$ beträgt:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -16^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = -26 \text{ K}$$

Der Wert der maximalen Schwankung des positiven Temperaturanteils $\Delta T_{N,exp}$ beträgt:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 39^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 29 \text{ K}$$

Die Gesamtschwankung des konstanten Temperaturanteils ist dann definiert als:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 39^{\circ}\text{C} - (-16^{\circ}\text{C}) = 55 \text{ K}$$

[b] ... Linearer Temperaturanteil

Für Betonbrücken (Gruppe 3) mit einer Konstruktion einer Platte oder Träger gilt nach [DIN EN 1991-1-5] Abschnitt 6.1.4.1 folgender positiver bzw. negativer linearer Temperaturunterschied:

$$\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ K} \quad \dots \text{Unterseite wärmer als Oberseite}$$

$$\Delta T_{M,heat} = +15 \text{ K} \dots \text{Oberseite wärmer als Unterseite}$$

Diese Werte gelten für Brücken mit 50 mm Fahrbahnbelag. Da bei der nachzuweisenden Brücke der Fahrbahnbelag eine Höhe von 80 mm hat, sind die Werte mit dem Faktor K_{sur} nach ARS 22/2012 Anlage 3 zu multiplizieren.

$$K_{sur} = 1,00 \quad \dots \text{Unterseite wärmer als oben}$$

$$K_{sur} = 0,82 \quad \dots \text{Oberseite wärmer als unten}$$

Somit ergeben sich die linearen Temperaturunterschiede zu:

$$\Delta T_{M,cool} = \Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = -8 \text{ K} \cdot 1,00 = -8 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = +15 \text{ K} \cdot 0,82 = 12,3 \text{ K}$$

Im Allgemeinen braucht die lineare Temperaturverteilung nur in vertikaler Richtung berücksichtigt zu werden. Bei gleichzeitiger Betrachtung des konstanten Temperaturanteils und des linearen Temperaturunterschiedes gilt:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N \quad \text{mit:} \quad \omega_N = 0,35$$

$$\omega_N \cdot \Delta T_M + \Delta T_N \quad \text{mit:} \quad \omega_M = 0,75$$

8.1.3.6 Anheben zum Auswechseln von Lagern

- entfällt -

8.1.3.7 Wahrscheinliche und mögliche Baugrundbewegungen

[a] ... Wahrscheinliche Baugrundbewegungen

Das Brücken- bzw. das Wehrbauwerk ist monolithisch über die Wehrsohle/Bodenplatte und der Unterwasserbetonsohle gegründet. Damit werden unterschiedliche Baugrundbewegungen ausgeschlossen. Wahrscheinliche Baugrundbewegungen werden deshalb nicht berücksichtigt.

[b] ... Mögliche Baugrundbewegungen

Das Brücken- bzw. das Wehrbauwerk ist monolithisch über die Wehrsohle/Bodenplatte und der Unterwasserbetonsohle gegründet. Damit werden unterschiedliche Baugrundbewegungen ausgeschlossen. Mögliche Baugrundbewegungen werden deshalb nicht berücksichtigt.

8.1.3.8 Ermüdungsberechnung

Da es sich um eine Betriebsbrücke handelt, ohne regelmäßigen Verkehr, kann der Ermüdungsnachweis entfallen.

8.1.4 Außergewöhnliche Lasten

8.1.4.1 Anpralllasten aus Fahrzeugen unter der Brücke

- entfällt -

8.1.4.2 Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen von Straßenbrücken

Das Bauwerk ist mit keiner starren Schutzeinrichtung ausgestattet. Die Achslast muss entsprechend [DIN EN 1991-2] Abschnitt 4.7.3.1 (3) bis zum Rand des Überbaues berücksichtigt werden.

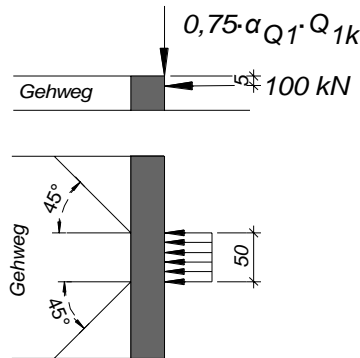
Achslast: $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1,00 \cdot 200 = \underline{200 \text{ kN}}$

Radaufstandsfläche: $40 \times 40 \text{ cm}^2$

Zwei Laststellungen sind zu untersuchen: Achse in Brückenlängsrichtung
Achse in Brückenquerrichtung

8.1.4.3 Anpralllasten auf Schrammborde

Es wird eine Horizontallast von 100 kN im Abstand von $0,05 \text{ m}$ unterhalb der Oberkante des Schrammbords angenommen. Die Last wirkt auf einer Länge von $0,50 \text{ m}$. Die Lastausbreitung erfolgt unter einem Winkel von 45° .



Wenn es zu ungünstigeren Ergebnissen führt, sollte gleichzeitig mit dieser Last eine vertikale Verkehrslast von $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 0,75 \cdot 1,00 \cdot 300 = \underline{225 \text{ kN}}$ berücksichtigt werden. Diese Last wird unmittelbar am Rand des Schrammbordes positioniert. Die Radaufstandsfläche beträgt $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

8.1.4.4 Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesystem

- entfällt -

8.2 Integrales Bauwerk

→ siehe Absatz 6.2

8.3 Bemessungssituationen

8.3.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

[a] ... Grundkombination nach Abschnitt NA.E.5

Die Kombination der Einwirkungen wird entsprechend [DIN EN 1990], Gleichung (6.10) gebildet.

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

[b] ... Charakteristische Kombination nach DIN EN 1990, 6.5.3 (2)

Die Kombination der Einwirkungen wird entsprechend [DIN EN 1990], Gleichung (6.14b) gebildet:

$$E_{d,char} = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

[c] ... Häufige Kombination nach DIN EN 1990, 6.5.3 (2)

Die Kombination der Einwirkungen wird entsprechend [DIN EN 1990], Gleichung (6.15b) gebildet:

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

[d] ... Quasi-ständige Kombination nach DIN EN 1990, 6.5.3 (2)

Die Kombination der Einwirkungen wird entsprechend [DIN EN 1990], Gleichung (6.16b) gebildet:

$$E_{d,perm} = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

[e] ... Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Einwirkung	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{*)}$
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Gehwegen oder Radwegen) ^a	Doppelachse	0,75	0,75	0
		Gleichmäßig ver- teilte Last	0,40	0,40	0
		Gehweg- und Rad- wegbelastung ^b	0,40	0,40	0
	gr1b (Einzelachse)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontalkräfte)		0	0	0
	gr3 (Gehwegbelastung)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 – Menschengedränge)		0	—	0
	gr5 (LM3 – Spezialfahrzeuge)		0	—	0
Windkräfte	F_{Wk}				
	Ständige Bemessungssituationen		0,6	0,2	0
	Bauausführung		0,8	—	0
	F_W^*		1,0	—	—
Temperatureinwirkungen	T_k		0,6 ^c	0,6	0,5
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)		0,8	—	—
Lasten aus Bau- ausführung	Q_c		1,0		1,0

^a Die empfohlenen Werte für ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 für gr1a und gr1b gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren α_{Q1} , α_{Q1} , α_{Q1} und β_Q gleich 1 entspricht.
Die Werte für die gleichmäßig verteilte Last entsprechen seltenen Verkehrssituationen mit normalem Verkehr und Anhäufung von LKWs. Für andere Straßenklassen oder ungewöhnliche Verkehrssituationen können in Verbindung mit der Wahl der α -Faktoren andere Zahlenwerte zutreffend sein.
Zum Beispiel kann für die gleichmäßig verteilte Last im System LM1 ein Wert ψ_2 ungleich Null angenommen werden, wenn die Brücke ständig durch einen kontinuierlich fließenden Schwerverkehr beansprucht wird. Siehe auch EN 1998.

^b Der Kombinationswert für Gehweg- und Radwegbelastung, aufgeführt in Tabelle 4.4a der EN 1991-2, ist ein „abgeminderter Wert“. Die ψ_0 - und ψ_1 -Faktoren sind auf diesen Wert anwendbar.

^c Der empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch die Eurocodes für die Bemessung.

Tabelle 10: Kombinationswerte für Straßenbrücken

Einwirkung	Bezeichnung	γ -Werte für die Einwirkungen in den entsprechenden Bemessungssituationen nach			
		Tabelle A.2.4 (A) EQU		Tabelle A.2.4 (B) STR/GEO	Tabelle A.2.5 Außer-gewöhnlich
		S/V	B	S/V	A
Ständige Einwirkungen					
Ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,05	1,05	1,35 ^b	1,0
Günstig	$\gamma_{G,inf}$	0,95 ^a	0,95 ^a	1,0	1,0
Vorspannungⁿ					
Ungünstig	$\gamma_{P,sup}$	1,0/1,2 ^l	1,0/1,2 ^l	1,0/1,2 ^l	1,0
Günstig	$\gamma_{P,inf}$	1,0/0,8 ^l	1,0/0,8 ^l	1,0/0,8 ^l	1,0
Setzungen^e	γ_{Gset}	—	—	1,2 ^g /1,35 ⁿ	—
Einwirkungen aus Straßen- und Fußgängerverkehr					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,35	—	1,35	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0	—	0	0
Einwirkungen aus Schienenverkehr					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,45	—	1,45 ^c /1,2 ^a	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0	—	0	0
Lasten aus der Bauausführung					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	—	1,35	—	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	—	0	—	0
Temperatur					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,35	1,35	1,35	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0	0	0	0

Alle anderen veränderlichen Einwirkungen Ungünstig	$\gamma_{Q, sup}$	1,5	1,5	1,5	1,0
Günstig	$\gamma_{Q, inf}$	0	0	0	0
Außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A	--	--	--	1,0
EQU Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder eines seiner Teile betrachtet als starrer Körper STR Versagen oder übermäßige Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile einschließlich der Fundamente, Fundamentkörper, Pfähle, wobei die Tragfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen entscheidend ist GEO Versagen oder übermäßige Verformungen des Baugrundes, bei der die Festigkeit von Boden oder Fels wesentlich an der Tragsicherheit beteiligt sind S/V Ständige und vorübergehende Bemessungssituation B Bauausführung, wenn die Ausführung ausreichend im Hinblick auf die Verteilung der ständigen Lasten kontrolliert wird A Außergewöhnliche Bemessungssituation					

Tabelle 11: Teilsicherheitsbeiwerte für Straßenbrücken

8.3.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Gemäß [DIN EN 1992-2] sind folgende Punkte zu berücksichtigen:

- Begrenzung der Spannungen,
- Begrenzung der Rissbreiten ($w_k = 0,20 \text{ mm}$) und
- Begrenzung der Verformungen.

8.4 Konstruktive Durchbildung

Alle Begrenzungsflächen müssen eine konstruktive Mindestbewehrung mit einem Stahlquerschnitt von 0,06 % des Betonquerschnitts jedoch mindestens $\varnothing_s \geq 10 \text{ mm}$ und $s \leq 200 \text{ mm}$ erhalten.

Die Mindestbewehrung ist auch über alle Arbeits- und Abschnittsfugen durchzuführen.

Ausreichende Bewehrung ist mit der Zugkraftdeckung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen.

Bei einer Schnittgrößenermittlung nach E-Theorie darf im Allgemeinen auf einen Nachweis der Zugkraftdeckung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden, wenn nicht mehr als 15 % der Biegemomente umgelagert werden.

Bei Brücken ist als Mindestbewehrung am Außenrand von Kragplatten in einem 1,00 m breiten Streifen eine Längsbewehrung von insgesamt 0,8% des Betonquerschnitts dieses Randstreifens anzuordnen. Die Bewehrung ist oben und unten mit gleichen Durchmessern ungeschwächt in Abständen von $s \leq 100 \text{ mm}$ einzubauen. Bei Kragarmlängen unter 1,00 m ist der vorhandene Betonquerschnitt maßgebend.

9 Revisionsverzeichnis

Version	Datum	Bearbeiter	Bemerkungen
00	29.09.2023	R. Glaser	Erstellung / Erstauslieferung
01	17.06.2024	M. Schwitzke	Anpassung Wasserstände, Ergänzung Kranlasten
02	05.08.2024	M. Schwitzke	Lesefassung, Anpassung Wasserstände

Weimar, den 05.08.2024

.....
Lars Schaarschmidt

Projektleiter
Ingenieurgemeinschaft HRB Straußfurt

Cottbus, den 05.08.2024


.....
Marko Schwitzke

Projektbearbeiter
INROS LACKNER SE, NL Cottbus