A	3	I	2	4	2	5	3	1	2	A	_	T	0	1	0	0	d

A7, 8 – streifige Erweiterung
AS HH – Othmarschen bis AS HH Volkspark
Neubau Tunnel Altona

Lastenheft
Ingenieurbauwerke

11.06.2024

Revisionsblatt

Index	Datum	Änderung
c	19.12.2024	Abschnitt 5.12 komplett überarbeitet
d	11.06.2024	Abschnitt 5.12 komplett überarbeitet, Festlegung zur Bemessung der Fugenbänder

I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

0. Einleitung 3
0.1 Vorbemerkungen 3
0.2 Allgemeine Angaben 3
1. Ständige Lasten (Endzustand) 4
1.1 Eigengewicht 4
1.2 Ausbaulasten 4
1.3 Aufbringung Erdüberschüttung 4
1.4 Erddruck und Hinterfüllung 5
1.5 Verdichtungserddruck 5
1.6 Wasserdruck auf Außenwände / Sohle 6
1.7 Lasten aus baulichem Bestand 6
1.8 Kriechen und Schwinden 6
1.9 Auflast aus Straßenausbau 7
1.10 Tunnelausstattung 7
1.11 Setzungen 7
2. Veränderliche Lasten (Endzustand) 8
2.2 Nutzlasten auf Hinterfüllung 8
2.3 Verkehrslasten auf Hinterfüllung (Straßenüberführungen) 8
2.4 Verkehrslasten überführter Bauwerke 8
2.4.1 Straßenüberführungen 8
2.4.2 Überbau / Tunnelblock S–Bahnüberführung 9
2.5 Schneelasten 9
2.6 Windlasten 9
2.7 Temperatur 10
2.7.1 Allgemeines 10
2.7.2 Regelbereich und Straßenüberführungen 10
2.7.3 Tunnelblock unter S–Bahn 10
3. Belastungen im Bauzustand 11
3.1 Halbseitige Abgrabung der Erdauflast (bei Instandsetzung) 11
3.2 Halbseitige Überdeckelung 11
3.3 Abgrabung an den Wänden 12
3.4 Baustellenverkehr 12
3.5 Verkehr auf Hinterfüllung 12
3.6 Verkehrslasten auf Tunneldecke 12
3.7 Temperatur 13
3.7.1 Allgemeines 13
3.7.2 Freistehender Tunnel / alleinstehende Tunnelwände 13
3.7.3 Hinterfüllter Tunnel 14
3.7.4 Alleinstehende Kreuzungsbauwerke 15
4. Außergewöhnliche Belastungen 16
4.1 Bauzustände 16
4.2 Endzustand 16
4.3 Brandberechnung 16
4.3.1 Regelbereich / Straßenüberführungen 16
4.3.2 Tunnelblock unter S – Bahnüberbau 18
4.4 Schneelast 18
5. Sonstiges 19
5.1 Tiefgründungen 19
5.2 Fußgängerbrücken 21

5.3 Lärmschutzwände 21
5.4 Verkehrszeichenbrücken 22
5.5 Beleuchtungsmaste 22
5.6 Abbruchlasten S – Bahnüberbau 23
5.7 Rissbreitenbeschränkung 24
5.8 Besonderheiten S – Bahnbrücke 25
5.9 Erläuterungen Erddruck und Temperatur 26
5.10 Reduzierung der Zwangsschnittgrößen 28
5.11 Betondruckspannungen bei Bohrpfählen 28
5.12 Bemessung der Fugenbänder in den Blockfugen 29
5.13 Tunnellängsbewehrung in Rahmenecken 29

Anlagen:

Anlage 1: Angaben zu oberen und unteren Grenzwerten der Horizontalbettung der Bohrpfähle

Lastenheft Ingenieurbauwerk

0. Einleitung

0.1 Vorbemerkungen

Der Bau des Tunnelbauwerks im Planungsabschnitt Altona erfolgt im Wesentlichen in zwei Bauphasen. In Bauphase 1 wird die westliche Tunnelröhre hergestellt. In Bauphase 2 erfolgt der Anbau der östlichen Tunnelröhre. Nach der Fertigstellung der Tragkonstruktion des Tunnels erfolgt der Straßenausbau der Autobahn A7. Im Anschluss werden die Außenwände des Tunnels hinterfüllt, die Erdüberschüttung auf der Tunneldecke aufgebracht sowie die Landschaftsgestaltungs– und Begrünungsarbeiten durchgeführt. Im Zuge der Neubaumaßnahme werden auch folgende vier Kreuzungsbauwerke erstellt:

- Behringstraße
- Osdorfer Weg
- Bahrenfelder Chaussee
- S–Bahnüberquerung

Bei den ersten drei Bauwerken handelt es sich um Überführungen des bestehenden Straßenverkehrs über die Autobahn A7. Beim S–Bahnbauwerk wird die Autobahn A7 durch einen DB–Überbau überquert.

Bei den drei Straßenüberquerungen ist geplant, die Bauwerke vorab in der Bauphase 0 herzustellen. Hierzu wird das Bestandsbrückenbauwerk in zwei Schritten abgebrochen und der neue Tunnelblock in zwei Schritten neu gebaut.

Beim bestehenden S–Bahnbauwerk wird in der Bauphase 0 zuerst der Überbau auf eine temporäre Hilfsunterstützung umgelagert. Anschließend wird der alte Mittelpfeiler abgebrochen, die Tunnelwand in der Mittelachse neu gebaut und danach der Überbau auf die neue Tunnelmittelwandscheibe gesetzt. Der Bau des endgültigen Tunnelbauwerks erfolgt hier in den Bauphasen 1 und 2 im Zuge der regulär geplanten Tunnelherstellung.

Durch die vorgezogene Herstellung der drei Straßenüberquerungen stehen diese Bauwerke über einen Zeitraum von ca. 6 Jahren alleine, bevor sie durch die Fertigstellung der westlichen bzw. östlichen Tunnelröhre in das Gesamttunnelbauwerk integriert werden. Bedingt durch ihre Abmessungen und ihre Funktion erfolgt für den Bauzustand (ca. 6 Jahre) die Einordnung dieser Bauwerke zu den Brücken. Aus diesem Grund sind für diese Kreuzungsbauwerke zusätzlich zu den Tunnelvorschriften auch die Lastvorgaben aus den Brückenbaunormen (einschließlich der nationalen Anhänge) anzuwenden.

Das gleiche trifft auch für den Tunnelblock unter dem S–Bahnbauwerk zu. Durch die besondere Bauweise mit der teilweise geringen Hinterfüllung bzw. der fehlenden Erdüberschüttung und den variablen Querschnittsbereichen sowie den zusätzlichen Beanspruchungen durch den S–Bahnverkehr erfolgt auch hier die Einordnung zu den Brückenbauwerken mit allen Konsequenzen für die Last– und Bemessungsvorgaben.

0.2 Allgemeine Angaben

Alle Lastannahmen sind grundsätzlich den aktuellen Vorschriften bzw. Richtlinien zu entnehmen. Für das vorliegende Projekt werden zusätzlich besondere bzw. ergänzende Festlegungen getroffen, welche nachfolgend genauer erläutert werden.

Im Bauzustand hat der AN darauf zu achten, dass die Belastungen des Endzustandes nicht überschritten werden. Das gilt besonders für Baumaschinen bzw. Baufahrzeuge und die zugehörigen dynamischen Erhöhungen sowie für die Bodenverdichtung und den Bauablauf zur Herstellung der Tunnelüberschüttung. Die Einhaltung der Lastbegrenzung ist durch den AN für sämtliche Baugeräte, Einbautechniken und Bauzustände mittels statischer Berechnungen nachzuweisen.

1. Ständige Lasten (Endzustand)

1.1 Eigengewicht

Das Gewicht der Tragkonstruktion des Tunnelblockes ist gemäß DIN EN 1991–1–1 bzw. /NA zu bestimmen. Für normal bewehrten Stahlbeton / Spannbeton kann im Allgemeinen mit einem spezifischen Gewicht von γ_{Beton} = 25 kN/m³ gerechnet werden. Für weitere Materialien sind die Lastannahmen gemäß dem oben genannten Regelwerk ingenieurmäßig festzulegen.

1.2 Ausbaulasten

Auf der Tunneldecke wird eine bituminöse Abdichtung und eine 10 cm dicke Schutzbetonschicht aufgebracht. Da gemäß ARS 22/2012 für Bitumenbeläge eine Wichte von γ = 25 kN/m³ anzunehmen ist, kann für Schutzbeton und Bitumenabdichtung eine einheitliche Wichte berücksichtigt werden.

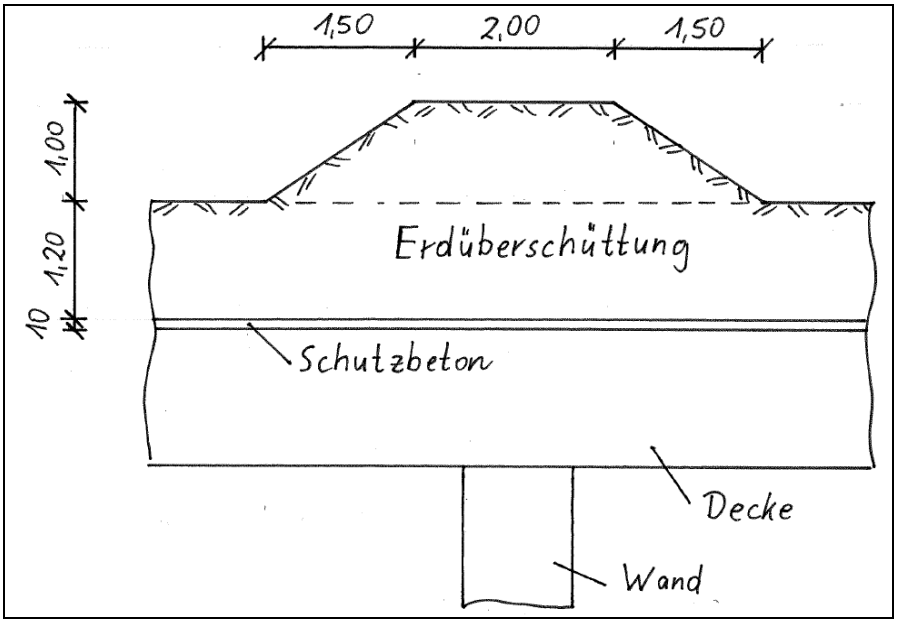
Für die Verkleidung bzw. für die Anhängelasten der Tunnelausstattung ist an Wänden und Decken eine weitere Flächenbelastung von mindestens 2,0 kN/m² zu berücksichtigen.

1.3 Aufbringung Erdüberschüttung

Für die Überschüttung der Tunneldecke ist ein Bodeneigengewicht (erdfeucht) von γ = 20 kN/m³ anzunehmen. Die Regelhöhe der Erdüberschüttung beträgt 1,20 m. Die Überschüttung ist auf gesamter Tunnelbreite gleichmäßig einzubauen. Während des Einbaus darf die Höhendifferenz zwischen zwei Deckenfeldern den Wert von 0,30 m nicht überschreiten. Dabei ist auch die Grenzhöhe von 1,20 m einzuhalten. (Ausnahmen: über den Wänden)
Für die Einbauzustände der Tunnelüberschüttung sind nur die Nachweise der Tragfähigkeit zu führen. Auf Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf verzichtet werden.

Für Landschaftsgestaltung sind über den Wandscheiben zusätzliche Erdaufschüttungen mit einer maximalen Höhe von 1,00 m anzusetzen. Diese Aufschüttungen sind mit einer Regelböschung von 1:1,5 zu dem Normalniveau auszubreiten. Die Kronenbreite dieser zusätzlichen Erdaufschüttungen ist im Einflussbereich der Tunneldecke auf 2,00 m begrenzt.

Skizze:



Im Bereich der Rampeneinhausung ist eine Überschüttungshöhe von 0,30 m vorgesehen. Im Bereich zwischen Rampe und Tunnel beträgt die Höhe der Erdüberdeckung 0,30 m ≤ ü ≤ 1,20 m.

1.4 Erddruck und Hinterfüllung

Die Hinterfüllung der Tunnelwände hat erst nach Fertigstellung der aussteifenden Tunneldecke zu erfolgen. Zur Anschüttung der Tunnelwände ist das Hinterfüllmaterial lagenweise einzubauen und mit einem geeigneten Verdichtungsgerät zu verdichten. Um übermäßige Zusatzerddrücke zu vermeiden hat der AN ein geeignetes Verdichtungsverfahren festzulegen.

Folgende Bodenparameter sind für die Nachweise der Standsicherheit, der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit anzusetzen:

- Bodeneigengewicht (erdfeucht): $\gamma = 19$ kN/m³
- Winkel der inneren Reibung: $\varphi = 30$ °
- Wandreibungswinkel $\delta_a = ½\ \varphi$

Zur Berechnung des aktiven Erddruckes ist ein Wandreibungswinkel von $\delta_a = ½\ \varphi$‘ anzunehmen. Dieser berücksichtigt auch die erdseitig angeordnete Drainmatte analog Richtzeichnung Was 7.
(siehe auch DIN 4085 Anhang “Wandreibungswinkel …, Tabelle A1)

Gemäß ZTV–ING Teil 5–2, Abs. 3.3.2 Satz (1) und (2) sind folgende Randbedingungen einzuhalten:

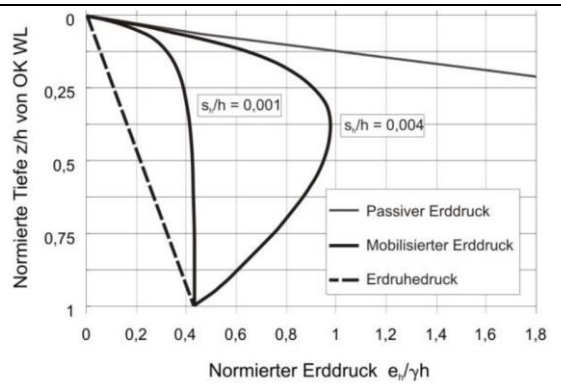
- Fall A: “Größter Erddruck“ = Erdruhedruck
- Fall B: “Kleinster Erddruck“ = halber aktiver Erddruck

Hinweis

Durch die Hinterfüllung der Baugrubenbereiche wird das Bauwerk im Baugrund “eingepresst“. Bei möglichen temperaturbedingten Ausdehnungen drücken die äußeren Tunnelwände gegen das Erdreich. Falls bemessungsrelevant, sind daher auch die temperaturabhängigen Beanspruchungen aus der Hinterfüllung der Tunnelwände analog RE–ING Teil 2, “Brücken“ Abschnitt 5 “Integrale Bauwerke“ Absatz 2.3 zu berücksichtigen. Der mobilisierte Erddruck kann dabei gemäß folgender Formel nach Vogt ermittelt werden. (Siehe auch Erläuterungen in Punkt 5.9!)

Auszug RE–ING, Teil 2–5, Abs. 2.3

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + \left(K_{ph} - K_0\right)\frac{\frac{v(z)}{z}}{\alpha + \frac{v(z)}{z}} \qquad (1)$$



1.5 Verdichtungserddruck

Gemäß DIN EN 1997–1, Abschnitt 9.5.5 bzw. DIN 4085 Abschnitt 6.6.1 ist für unnachgiebige Bauwerke, bei denen sich der verdichtete Hinterfüllboden nur wenig bzw. gar nicht entspannen kann, erforderlichen Falls auch der Verdichtungserddruck zu berücksichtigen.

1.6 Wasserdruck auf Außenwände / Sohle

Nach dem hydrogeologischen Gutachten zur Festlegung von Bemessungswasserständen (Stand 17.12.2012), aufgestellt durch die IGB Ingenieurgesellschaft, sind für die Bemessung des Tunnels folgende Grundwasserstände anzunehmen:
(Anlage 3.1, Plan Nr. 11–112 10 LS 5313)

Tunnelbauwerk	Kilometrierung	Bemessungswasserstand [DHHN 92]	
		Endzustand	Bauzustand
Tunnel	152+500.000	17,33 m NHN	16,68 m NHN
Tunnel	153+000.000	17,95 m NHN	17,30 m NHN
Tunnel	153+500.000	18,45 m NHN	17,80 m NHN
Tunnel	154+000.000	18,32 m NHN	17,67 m NHN
Tunnel	154+500.000	18,09 m NHN	17,44 m NHN
Tunnel	155+000.000	17,85 m NHN	17,20 m NHN
Tunnel	155+500.000	17,76 m NHN	17,11 m NHN

Kreuzungsbauwerk	Kilometrierung	Bemessungswasserstand [DHHN 92]	
		Endzustand	Bauzustand
Bahrenfelder Chaussee	154+138.695	18,28 m NHN	17,63 m NHN
Osdorfer Weg	154+643.990	18,06 m NHN	17,41 m NHN
S – Bahnüberführung	155+264.101	17,89 m NHN	17,24 m NHN
Behringstraße	155+510.465	17,76 m NHN	17,11 m NHN

Hinweis:

Zurzeit wird durch verschiedene Wasserhaltungsmaßnahmen gewährleistet, dass die Grundwasserpegel dauerhaft unterhalb des Straßenaufbaus der A7 bleiben. Während der Bauzeit sind weitere temporäre Wasserhaltungsmaßnahmen geplant, um das Grundwasser auch unterhalb der vorgesehenen Gründungssohlen (Pfahlkopfbalken) zu halten. Für temporäre Baugruben– bzw. Verbau Maßnahmen dürfen durch den AN in Zusammenarbeit mit dem Bodengutachter, dem Prüfingenieur und mit Zustimmung des AGs Optimierungen der bauzeitigen Grundwasserstände vorgenommen werden.

1.7 Lasten aus baulichem Bestand

Für die Berechnung der Verbauten und des Tunnels sind die Einwirkungen der vorhandenen Bebauung und benachbarter Gebäude durch geeignete Lastannahmen zu berücksichtigen.

1.8 Kriechen und Schwinden

Allgemein sind die Auswirkungen aus Kriechen und Schwinden auf das Tragverhalten des Bauwerks zu beachten. Gemäß den Vorgaben aus Anhang B, DIN EN 1992–1–1 darf zur Ermittlung der Endkriechzahl und der Endschwinddehnung die geplante Nutzungsdauer rechnerisch mit 70 Jahren (ca. 26000 Tage) angenommen werden. Für sensible Nachweisführungen sind die möglichen Streuungen der Kriech– und Schwindzahlen entsprechend zu berücksichtigen. (siehe DIN EN 1992–2 / NA)

NCI Zu 3.1.4 (2)

ANMERKUNG Die Endkriechzahlen und Schwinddehnungen dürfen als zu erwartende Mittelwerte angesehen werden. Die mittleren Variationskoeffizienten für die Vorhersage der Endkriechzahl und der Schwinddehnung liegen bei etwa 30 %. Für gegenüber Kriechen und Schwinden empfindliche Tragwerke sollte die mögliche Streuung dieser Werte berücksichtigt werden.

Bauwerksverformungen

Bei der Berechnung von Kriech– und Schwindverformungen (z.B. an den Außenwänden) sind die Vorgaben nach DIN EN 1990 / NA / A1, Absatz NA.E.5.2.1 Satz (2) sinngemäß zu beachten. Zur Ermittlung der Bemessungswerte ist ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1{,}35$ zu verwenden.

1.9 Auflast aus Straßenausbau

Für den Straßenoberbau der A7 bzw. der überführenden Straßen ist eine Wichte von $\gamma = 20$ kN/m³ zu berücksichtigen. Die Auflast aus dem Asphalt ist gemäß DIN EN 1991–1–1, Tabelle A.6 (bzw. gemäß ARS 22/2012) mit einer Wichte von $\gamma = 25$ kN/m³ anzunehmen.

1.10 Tunnelausstattung

In den Deckennischen des Tunnelbauwerks ist die Anordnung verschiedener Ausrüstungsgegenstände wie z.B. Strahlventilatoren, Dauerlichtzeichen, Wechselverkehrszeichen und Wegweiser vorgesehen. Für die statischen Berechnungen und Nachweisführungen im Zuge der Ausführungsplanung sind die jeweiligen statischen Ersatzlasten (ggf. auch die dynamischen Erhöhungen) entsprechend der Herstellervorgaben zu verwenden. Die hierfür notwendigen Unterlagen sind durch den AN rechtzeitig vor Erstellung der Ausführungsplanung einzuholen und ggf. mit dem Prüfingenieur, dem AG oder noch anderer Beteiligter abzustimmen.

1.11 Setzungen

Allgemein

Die Pfahlgründungen sind so zu dimensionieren, dass unter den quasiständigen Dauerlasten folgende obere Grenzwerte der Setzungen eingehalten werden:

- Maximale Gesamtsetzung einer Achse ≤ 2,5 cm
- Maximale Differenzsetzung zwischen den Achsen ≤ 1,5 cm

Wahrscheinliche und mögliche Setzungsdifferenzen

Der Tunnel Altona wird aus geotechnischer Sicht unter Berücksichtigung der maßgebenden bodenmechanischen Eigenschaften des anstehenden Baugrundes in folgende Bereiche eingeteilt:

- Bereich 1: Nördlicher Tunnelbereich ohne Sohle mit tragenden Sanden bis OK Fundament
- Bereich 2: Südlicher Tunnelbereich mit Sohle bei Sand–Mergel–Wechsellagerungen
- Bereich 3: Südlicher Tunnelbereich ohne Sohle bei Sand–Mergel–Wechsellagerungen
- Bereich 4: Erdfallgebiet

Vorausgesetzt, dass die Pfahlfüße der Bauwerksachsen West, Mitte und Ost in die gleichen Bodenschichten einbinden, können nachfolgende Pfahlsetzungsdifferenzen bei der Bemessung des Tunnels angenommen werden:

	Kilometrierung	Pfahlsetzungsdifferenzen	
	Bau–km	Δ S wahr. [cm]	Δ S mögl. [cm]
Bereich 1	153+200 bis 154+200	0,00	1,00
Bereich 2	155+275 bis 155+492	0,00	0,00
Bereich 3 a	154+200 bis 154+745	0,00	1,00
Bereich 3 b	155+075 bis 155+275	0,00	1,00
Bereich 4	154+745 bis 155+075	0,50	1,50

Diese Setzungsdifferenzen sind jeweils ungünstig bei der Bemessung zu berücksichtigen. Bei unterschiedlichen Baugrundverhältnissen zwischen den einzelnen Tunnelachsen eines Blockes sind für die Bereiche 3 und 4 die Tabellenwerte um 0,50 cm zu erhöhen.

Hinweis:

Für die Bemessung des Bauwerks im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf gemäß DIN EN 1992–2 /NA NCI zu 2.3.1.3 (bzw. ARS 22/2012) eine Teilsicherheit von $\gamma_{G,set} = 1,00$ berücksichtigt werden. Das setzt jedoch voraus, dass ein Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung nicht zusätzlich in Ansatz gebracht wird. (Siehe Heft 600 DAfStb. Seite 10)

2. Veränderliche Lasten (Endzustand)

2.1 Nutzlasten auf der Tunneldecke im Regelbereich

Auf dem Tunnel sollen später Kleingartenanlagen, Parkflächen, Rad– und Gehwege hergestellt werden. Als Nutzlast ist eine Flächenlast von q_k = 10 kN/m² zu berücksichtigen. Für die statischen Nachweisführungen werden folgende Kombinationsfaktoren festgelegt:

ψ_0 / ψ_1 / ψ_2 = 0,80 / 0,70 / 0,50

Für mögliche Rettungseinsätze ist an allen Stellen auf der Tunneldecke die Belastung für ein Feuerwehrfahrzeug mit einem Gesamtgewicht von 16 t zu berücksichtigen. Die Anordnung der Achslasten hat entsprechend DIN 1072 (12/1985) Tabelle 2 zu erfolgen. Diese Einwirkung ist nicht mit der Regelnutzlast zu überlagern.

2.2 Nutzlasten auf Hinterfüllung

Für die Hinterfüllung der Regelbereiche gelten die gleichen Lastansätze, wie für die Tunneldecke. (siehe Absatz 2.1!)

2.3 Verkehrslasten auf Hinterfüllung (Straßenüberführungen)

Als vertikale Verkehrslast auf der Hinterfüllung der Straßenüberführungen ist das Lastmodell 1 gemäß DIN EN 1991–2 anzusetzen. Dabei dürfen die Achslasten des Tandemsystems in eine begrenzte Gleichflächenlast q_{eq} mit den Abmessungen L / B = 5 / 3 m umgerechnet werden.
[siehe DIN EN 1991–2 / NA, NCI zu 4.9.1 (1)]

Die horizontalen Verkehrserddrücke auf die Tunnelwände sind für Flächenlasten aus UDL bzw. für die Achslasten des Tandemsystems entsprechend einschlägiger Vorschriften und Richtlinien zu berücksichtigen.

2.4 Verkehrslasten überführter Bauwerke

2.4.1 Straßenüberführungen

Regulärer ziviler Straßenverkehr

Für die Bauwerke “Behringstraße“, “Osdorfer Weg“ und “Bahrenfelder Chaussee“ sind die Beanspruchungen aus dem Straßenverkehr gemäß DIN EN 1991–2, der zugehörigen nationalen Anhänge und dem Rundschreiben ARS 22/2012 zu berücksichtigen.

Militärfahrzeuge

Für Militärlastfahrzeuge erfolgt gemäß STANAG 2021 die Bemessung für die Klassen MLC 50–50 / 100. Der “Osdorfer Weg“ ist als NATO – Strecke ausgewiesen. Hier sind die Militärlasten auch in allen Bauzuständen zu berücksichtigen.

Lastmodell für Ermüdungsnachweise

Für die Ermüdungsberechnungen ist das Ermüdungslastmodell LM 3 gemäß DIN EN 1991–2, Absatz 4.6 zu verwenden. Folgende Berechnungsparameter sind als Eingangswerte in die Ermüdungsberechnungen zu berücksichtigen:

Osdorfer Weg / Behringstraße

Gemäß DIN EN 1991–2 folgt:

Verkehrskategorie gemäß Tabelle 4.5		= 1 (Straßen mit hohem LKW – Anteil)
Anzahl der LKW–Fahrstreifen je Fahrtrichtung		= 2
Anzahl der LKW pro Jahr je LKW–Fahrstreifen	N_{OBS}	= 2,00 x 10^6
Gemäß DIN EN 1992–2, Anhang NN folgt:		
Beiwert der Verkehrsart Q für k_2 = 5 / 7 / 9		= 0,90 / 0,92 / 0,94 (für mittlere Entfernungen)
Beiwert Oberflächenrauigkeit φ_{fat}		= 1,20 (für Oberflächen mit geringer Rauigkeit)

Bahrenfelder Chaussee

Gemäß DIN EN 1991–2 folgt:

Verkehrskategorie gemäß Tabelle 4.5		= 2 (Straßen mit mittlerem LKW – Anteil)
Anzahl der LKW – Fahrstreifen je Fahrtrichtung		= 1
Anzahl der LKW pro Jahr je LKW–Fahrstreifen	N_{OBS}	= 0,50 x 10^6
Gemäß DIN EN 1992 – 2, Anhang NN folgt:		
Beiwert der Verkehrsart Q für k_2 = 5 / 7 / 9		= 0,73 / 0,78 / 0,82 (für Ortsverkehr)
Beiwert Oberflächenrauigkeit φ_{fat}		= 1,20 (für Oberflächen mit geringer Rauigkeit)

2.4.2 Überbau / Tunnelblock S–Bahnüberführung

Die Tunnelmittelwand wird im Endzustand durch den bestehenden S–Bahnüberbau belastet. Für die Nachrechnung des Bestandsüberbaus zur Lastermittlung auf die neue Tunnelmittelwandscheibe sind folgende Verkehrslasten für den Bahnverkehr zu berücksichtigen:

- Lastmodell LM71 (SW/0 wird nicht angesetzt)
- Lastmodell SW/2

Das Lastmodell LM71 ist gemäß DIN EN 1991–2, Abs. 6.3.2, Satz (3) P mit dem Klassifizierungsbeiwert α zu multiplizieren. Dieser Beiwert ist mit α = 1,00 anzunehmen.
Auf den Tunnelblock Nr. 101 unterhalb des Bestandsüberbaus ist im Bereich zwischen den beiden Verstärkungsbalken der Tunneldecke eine Gleichflächenlast von q_k = 5 kN/m² zu berücksichtigen. In den Randbereichen außerhalb der Verstärkungsbalken beträgt die Verkehrsbelastung q_k = 10 kN/m². Auf die Verstärkungsbalken selbst ist keine Verkehrslast anzusetzen. Für die statischen Nachweise werden folgende Kombinationsfaktoren für beide Flächenlasten festgelegt: ψ_0 / ψ_1 / ψ_2 = 0,80 / 0,70 / 0,50

Für Instandhaltungsmaßnahmen wie z.B. Lagerwechsel– oder Reparaturarbeiten sind gemäß Ril. 804.2101, Abschnitt 3 Bild 4 die Radlasten für einen beladenen Wartungswagen zu berücksichtigen.

Auszug Ril. 804.2101 Seite 7

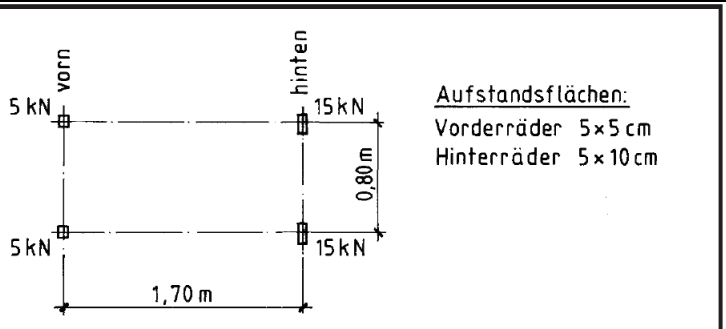


Bild 4: Charakteristische Einwirkungen für ein Instandhaltungsfahrzeug

2.5 Schneelasten

Das Bauwerk wird gemäß DIN EN 1991–1–3 in Schneelastzone 2 eingeordnet. Für die Nachweisführung der ständen– und vorübergehenden Bemessungssituation ist die Flächenbelastung mit $s_k \geq 0{,}85$ kN/m² zu berücksichtigen.

2.6 Windlasten

Das Bauwerk wird gemäß DIN EN 1991–1–4 in die Windlastzone 2 eingeordnet.
Für Winddruck bzw. Windsog auf die Tunnelausstattung sind die Winddrücke gemäß ZTV–ING Teil 5–2, Absatz 3.2.3 Satz (3) mit $0{,}50 \leq w_k \leq 0{,}80$ kN/m² zu berücksichtigen.

2.7 Temperatur

2.7.1 Allgemeines

Für die Bemessung des Tunneltragwerks im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nach ZTV–ING, Teil 5, Abschnitt 2, Absatz 3.3.2, Satz (6) ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1{,}00$ verwendet werden. Das setzt jedoch voraus, dass ein Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung nicht zusätzlich in Ansatz gebracht wird. (Siehe Heft 600 DAfStb. Seite 10)

Bauwerksverformungen

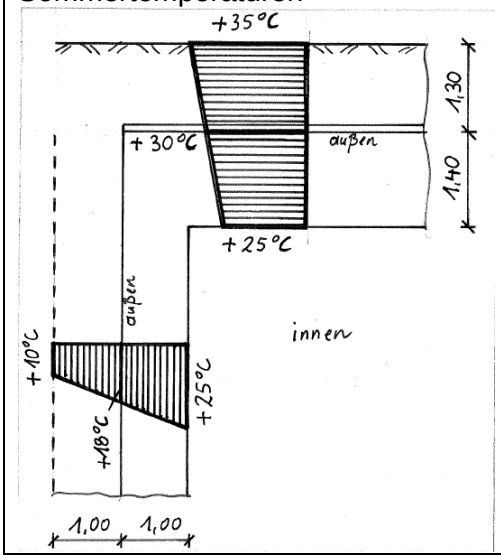
Zur Berechnung der Tragwerksverformungen aus Temperatur (z.B. an den Außenwänden) sind die Vorgaben nach DIN EN 1990 / NA / A1, Absatz NA.E.5.2.2 sinngemäß zu beachten. Bei der Ermittlung der Bemessungswerte ist abweichend zur ZTV–ING ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1{,}35$ zu verwenden.

2.7.2 Regelbereich und Straßenüberführungen

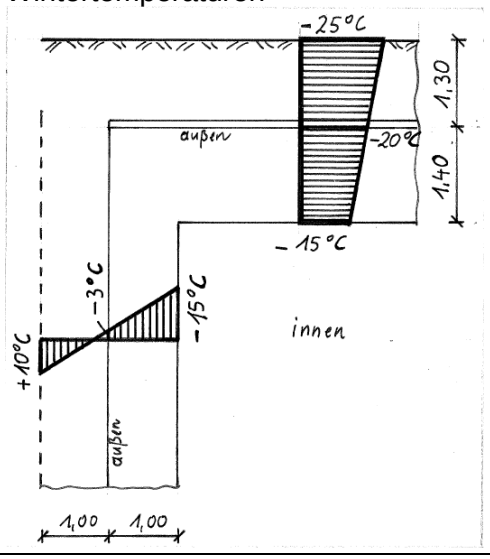
Für das Tunnelbauwerk sind im Endzustand die Temperaturbeanspruchungen gemäß ZTV–ING Teil 5–2, Absatz 3.2.2.2 anzusetzen. Dabei sind in Abhängigkeit der Entfernung des jeweiligen Tunnelbereiches zum Portal die Bauteiltemperaturen entsprechend festzulegen.

Nachfolgend werden beispielhaft die Temperaturverläufe für den Tunnelregelquerschnitt ohne Grundwasser grafisch dargestellt.

Sommertemperaturen



Wintertemperaturen



(Tunnel bis 1000 m vom Portal entfernt)

2.7.3 Tunnelblock unter S–Bahn

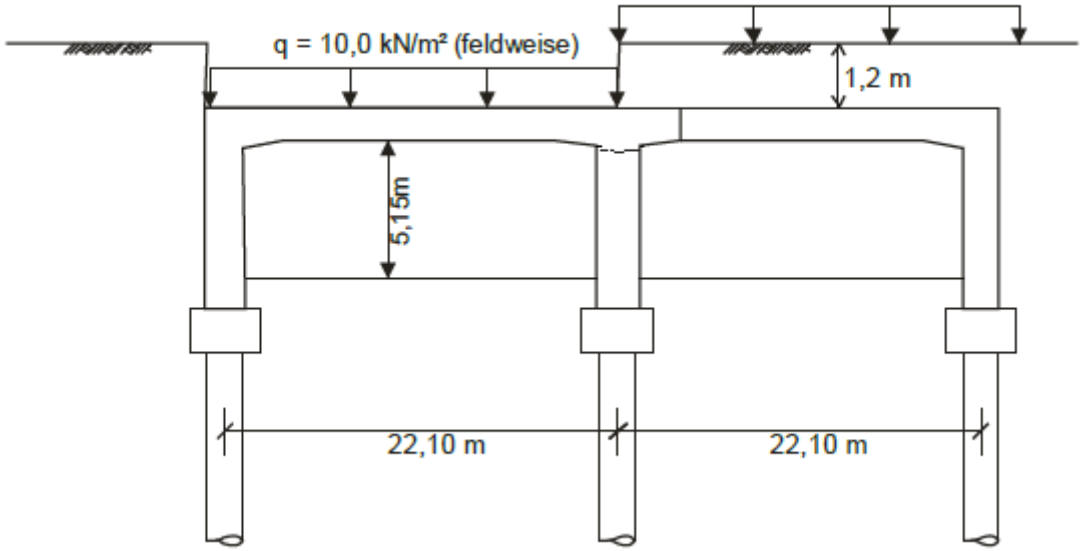
Aufgrund der fehlenden Erdüberdeckung und der geringen Erdanschüttungshöhen an den Tunnelwänden sind für den Tunnelblock (Nr. 101) unterhalb des S–Bahnüberbaus die Temperaturlastansätze gemäß Brückenbaunorm DIN EN 1991–1–5 und den zugehörigen nationalen Anhängen bzw. nach ARS 22/2012 anzuwenden.

3. Belastungen im Bauzustand

3.1 Halbseitige Abgrabung der Erdauflast (bei Instandsetzung)

Zur späteren Instandsetzung ist ein Bauzustand mit halbseitig vollständig abgetragener Erdauflast zu untersuchen.

Halbseitige Abgrabung

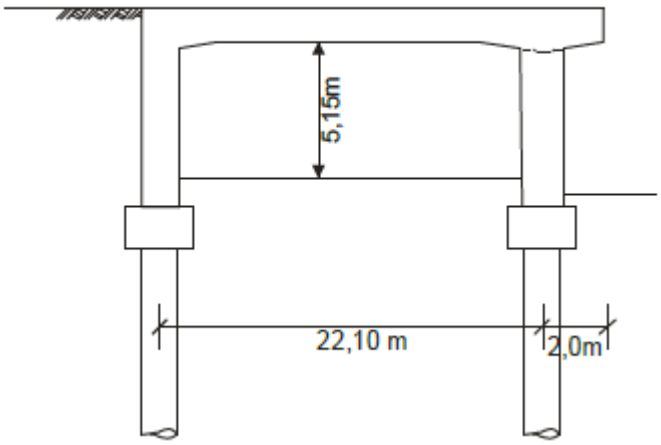


Dieser Bauzustand ist für den einzelnen Tunnelblock eine sehr unwahrscheinliche bzw. sehr selten vorkommende Beanspruchungssituation. Bei der Bauwerksbemessung ist es daher ausreichend, die Tragfähigkeit für die vorübergehende Bemessungssituation nachzuweisen. Auf eine Nachweisführung der Gebrauchstauglichkeit darf verzichtet werden.

3.2 Halbseitige Überdeckelung

In Bauphase 1 wird zuerst die westliche Tunnelröhre erstellt. Da der Verkehr der A7 bereichsweise über Zu– und Abfahrten zur Autobahn temporär über Rampen hinter den Tunnelaußenwänden geführt wird, ist in den entsprechenden Bereichen ein vorzeitiges Anschütten der Hinterfüllbereiche rechnerisch zu berücksichtigen.

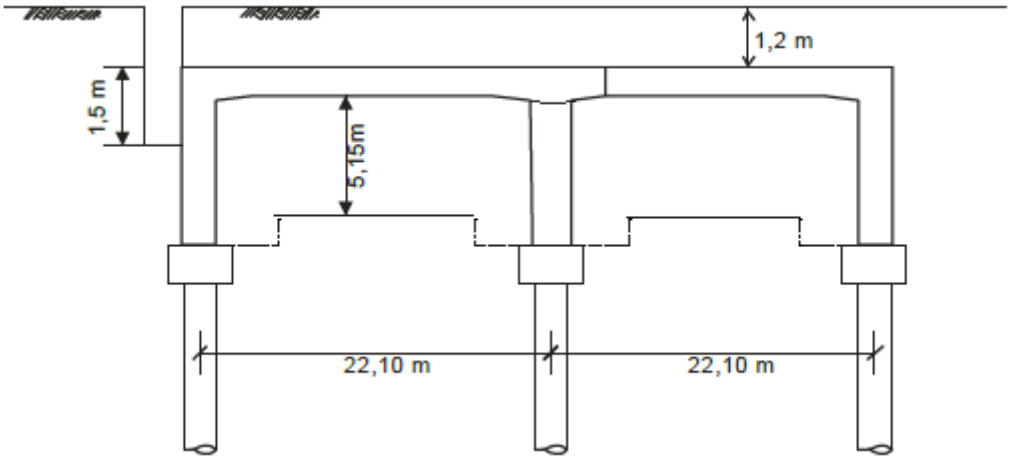
Einseitige Hinterfüllung



3.3 Abgrabung an den Wänden

Für spätere Wartungs– oder Leitungsarbeiten sind Abgrabungen an den Wänden wie folgt zu berücksichtigen:

- Situation 1: Abgrabungen auf der Erdseite des Bauwerks
- Situation 2: Abgrabungen im Bereich der Autobahn A7



3.4 Baustellenverkehr

Für die Nutzung aus Baubetrieb oder zur Zwischenlagerung von Baumaterialien ist eine Gleichflächenlast von q_k = 10 kN/m² zu berücksichtigen. Einwirkungen für Bauzustände des Tunneltragwerks oder Verbauten mit temporären Bemessungszuständen z.B. aus Verkehr auf Baustraßen oder aus Bagger– und Hebezeugen sind durch entsprechenden Ersatzlasten gemäß EAB EB 55 bis EB 57 zu berücksichtigen.

3.5 Verkehr auf Hinterfüllung

Für bauzeitige Verkehrsführungen ist als vertikale Verkehrsbelastung auf der Hinterfüllung der Tunnelwände gemäß DIN EN 1991–2 das Lastmodell 1 anzusetzen. Dabei dürfen die Achslasten des Tandemsystems nach DIN EN 1991–2 / NA, NCI zu 4.9.1 (1) in eine begrenzte Gleichflächenlast q_{eq} mit den Abmessungen von 5 x 3 m umgerechnet werden.

3.6 Verkehrslasten auf Tunneldecke

In Teilbereichen des Tunnels wird der querende Verkehr provisorisch über die Tunneldecke geführt.
Als vertikale Verkehrslast ist gemäß DIN EN 1991–2 das Lastmodell 1 anzusetzen. Bei ausreichender Erdüberdeckung dürfen die Achslasten des Tandemsystems vereinfachend nach DIN EN 1991–2 / NA, NCI zu 4.9.1 (1) in eine begrenzte Gleichflächenlast q_{eq} mit den Abmessungen von 5 x 3 m umgerechnet werden.

3.7 Temperatur

3.7.1 Allgemeines

Für die Bemessung der Tragkonstruktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf analog zur ZTV–ING ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1{,}00$ angewendet werden. Das setzt jedoch voraus, dass ein Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung nicht zusätzlich in Ansatz gebracht wird. (Siehe Heft 600 DAfStb. Seite 10)

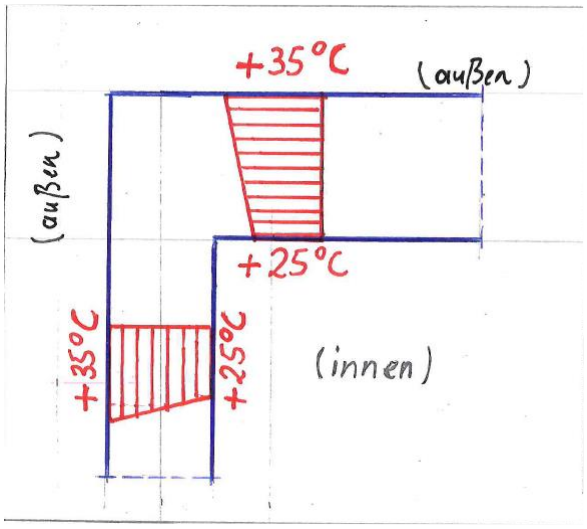
Bauwerksverformungen

Zur Berechnung der Tragwerksverformungen aus Temperatur (z.B. an den Außenwänden) sind die Vorgaben nach DIN EN 1990 / NA / A1, Absatz NA.E.5.2.2 sinngemäß zu beachten. Bei der Ermittlung der Bemessungswerte ist abweichend zur ZTV – ING ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1{,}35$ zu verwenden.

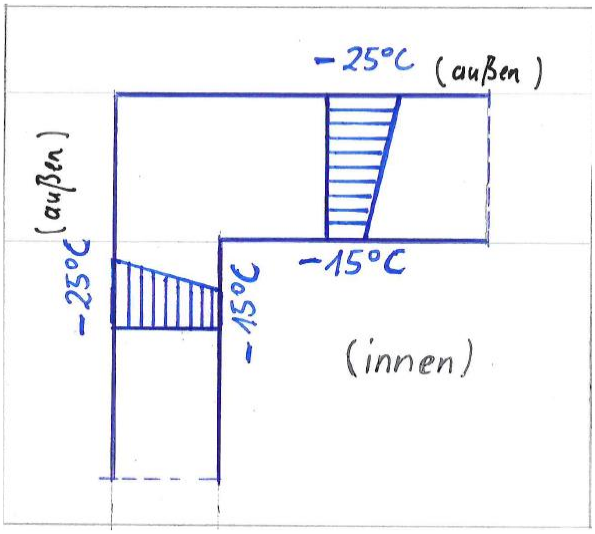
3.7.2 Freistehender Tunnel / alleinstehende Tunnelwände

Die Temperatureinwirkungen sind gemäß ZTV–ING, Teil 5–2, Absatz 3.2.2.2 zu bestimmen. Für die Bauzustände der Tunnelherstellung ohne Erdanschüttung sind für die Außenseiten der Konstruktion die Temperaturansätze für den Trog– und Portalbereich anzunehmen. Für die Bauteilinnenseiten sind die Temperaturen für eine Entfernung bis 1000 m vom Portalbereich zu verwenden.

Sommertemperaturen



Wintertemperaturen



Sommertemperaturen

Tunnelaußenwände / Tunneldecke

$T_{W,innen}$		=	25,00 °C
$T_{W,außen}$		≈	35,00 °C
$\Delta T_{N,S}$	= (35,00 + 25,00) / 2 – 10,00	=	20,00 °K
$\Delta T_{M,S}$	= (35,00 – 25,00)	=	10,00 °K

Tunnelinnenwand

$\Delta T_{N,S}$	= 25 – 10,00	=	15,00 °K

Wintertemperaturen

Tunnelaußenwände / Tunneldecke

$T_{W,innen}$		=	– 15,00 °C
$T_{W,außen}$		≈	– 25,00 °C
$\Delta T_{N,S}$	= – (25,00 + 15,00) / 2 – 10,00	=	– 30,00 °K
$\Delta T_{M,S}$	= – (25,00 – 15,00)	=	– 10,00 °K

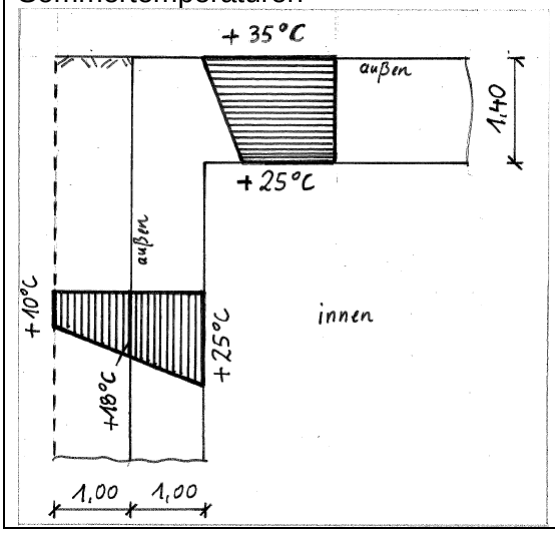
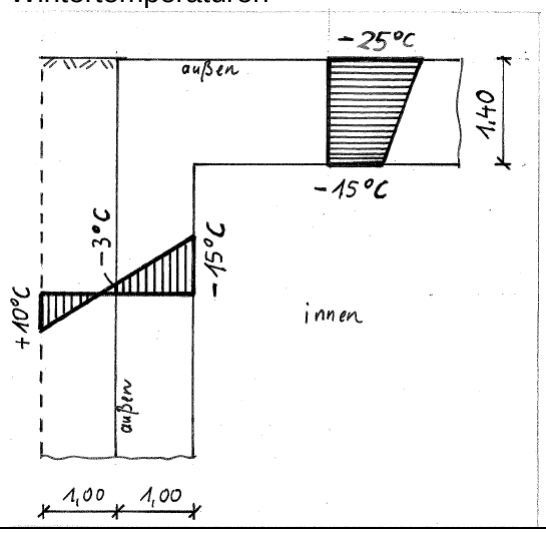
Tunnelinnenwand

$\Delta T_{N,S}$	=– 15,00 – 10,00	=	– 25,00 °K

3.7.3 Hinterfüllter Tunnel

Für Bauzustände mit teilweise oder vollständig angeschütteten Tunnelwänden und ohne Erdüberdeckung sind die Temperaturbeanspruchungen gemäß ZTV–ING Teil 5–2, Absatz 3.2.2.2 anzusetzen. Dabei sind in Abhängigkeit der Entfernung des jeweiligen Tunnelbereiches zum Portal die Wandtemperaturen entsprechend festzulegen. Für die Tunneldecke sind an der Oberseite die Oberflächentemperaturen des Trog– und Portalbereiches zu verwenden.

Nachfolgend werden beispielhaft die Temperaturverläufe für einen Tunnelregelquerschnitt ohne Grundwasser grafisch dargestellt.

Sommertemperaturen	Wintertemperaturen
	

(Tunnel bis 1000 m vom Portal entfernt)

3.7.4 Alleinstehende Kreuzungsbauwerke

Für die bauzeitlich alleinstehenden Straßenüberführungen “Osdorfer Weg“, “Bahrenfelder Chaussee“ und “Behringstraße“ sind die Temperaturbeanspruchungen gemäß Brückenbaunorm DIN EN 1991–1–5 sowie entsprechenden nationalen Anhängen in Kombination mit den Vorgaben der ZTV–ING zu ermitteln. Als Betontragwerk gehört der Tunnel zu Typ 3 der dort unterschiedenen Überbaugruppen.

Konstanter Temperaturanteil

Aufstelltemperatur T_0 = 10 °C
Außenlufttemperaturen: (Wiederkehrperiode 50 Jahre)

T_{max}	[Sommer]		=	+ 37 °C
T_{min}	[Winter]		=	– 24 °C

Tragwerkstemperaturen:

$T_{e,\,max}$	= T_{max} + 2	= 37 + 2	=	+ 39 °C
$T_{e,\,min}$	= T_{min} + 8	= – 24 + 8	=	– 16 °C

Temperaturdifferenzen

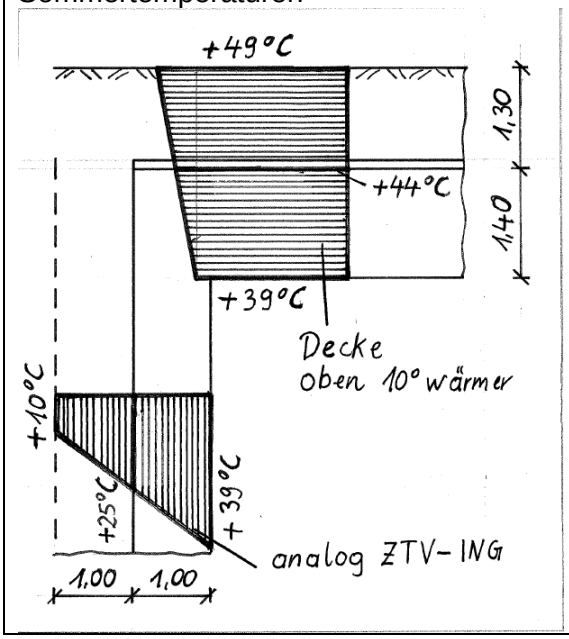
$\Delta T_{N,\,con}$	= T_0 – ($T_{e,\,min}$ – ΔT_L)	= 10 – (–16) [Abkühlung]	=	26 °K
$\Delta T_{N,\,exp}$	= $T_{e,\,max}$ – T_0 + ΔT_L	= +39 – 10 [Erwärmung]	=	29 °K

Linear veränderlicher Temperaturanteil

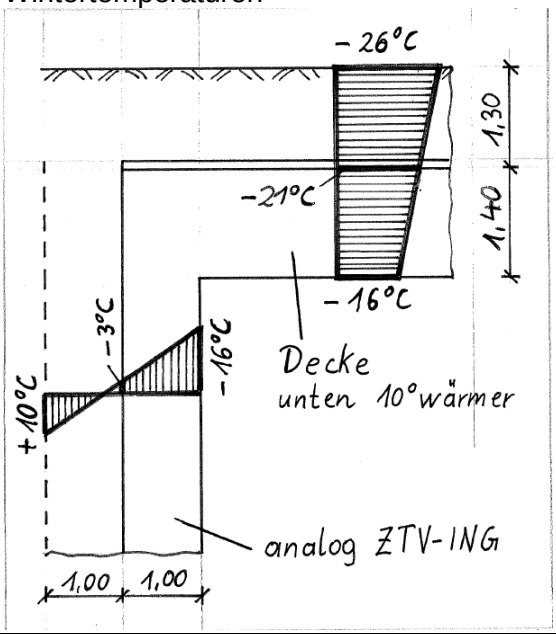
Analog zu Absatz 2.7 wird für die Decke mit Erdüberschüttung über die gesamte Höhe ein linearer Temperaturgradient von ΔT_M = ± 10 K angenommen. Für die Tunnelwände gelten die Temperaturverläufe nach ZTV–ING sinngemäß.

Nachfolgend werden beispielhaft die Temperaturverläufe für einen Tunnelregelquerschnitt ohne Grundwasser grafisch dargestellt.

Sommertemperaturen



Wintertemperaturen



Hinweis

Für die bauzeitig alleinstehenden Tunnelblöcke der Kreuzungsbauwerke sind bei vorhandener Hinterfüllung der Tunnelwände zusätzlich die temperaturabhängigen Erddruckbeanspruchungen gemäß RE–ING Teil 2, “Brücken“ Abschnitt 5 “Integrale Bauwerke“ Absatz 2.3 (mobilisierter Erddruck) zu berücksichtigen.

4. Außergewöhnliche Belastungen

Die außergewöhnlichen Einwirkungen sind sowohl im Bau– als auch im Endzustand zu berücksichtigen. Bei der Bemessung der Tragkonstruktion sind die Anprallbeanspruchungen bis in die Fundamente weiterzuverfolgen. [DIN EN 1991–1–7 / NA, NDP zu 4.1(1) Anmerkung 3]
Nach DIN EN 1991–1–7, Absatz 4.3.1 bzw. Anlage 3 zum Rundschreiben ARS 22/2012 sind die Tunnelwände mit folgenden statischen Ersatzlasten für Fahrzeuganprall aus Straßen– bzw. Baustellenverkehr zu untersuchen:

- Längs zur Fahrtrichtung $H_{A,L}$ = 1500 kN
- Quer zur Fahrtrichtung $H_{A,Q}$ = 750 kN

Hinweis:

Diese Lasten sind jeweils 1,25 m über OK Fahrbahn anzusetzen. Der Anprall quer und längs zur Fahrtrichtung ist in der Regel getrennt voneinander zu untersuchen.

Eine Bemessung auf Anprall und eine zweilagige Bewehrungsführung ist bei Einhaltung der geometrischen Vorgaben gemäß DIN EN 1992-2, NA.6.110.2 (NA.107) nicht erforderlich.

4.1 Bauzustände

Bedingt durch die blockweise Herstellung ist nach der Fertigstellung der Tunnelwände ein Fahrzeuganprall in Längs– oder in Querrichtung geometrisch möglich. Für die Bauzustände sind daher beide Lastsituationen zu untersuchen.

4.2 Endzustand

Für den Regelbereich des fertigen Tunnels sind die Anprallbeanspruchungen nur in Querrichtung anzunehmen. In Längsrichtung ist bedingt durch die geometrische Situation kein Fahrzeuganprall auf den einzelnen Tunnelblock möglich.

Ausnahme: Tunnelportale
Hier sind die Anpralluntersuchungen jeweils in Längs– und in Querrichtung vorzunehmen.

4.3 Brandberechnung

4.3.1 Regelbereich / Straßenüberführungen

Die geplanten Stützweiten des Tunnelbauwerks sind in der Regel größer als 16 m und übersteigen damit die vorgegebene Stützweitenbeschränkung (nach ZTV–ING, Teil 5, Abschnitt 2, 10.3.3) für die Durchführung eines vereinfachten Brandnachweises. Im Rahmen des Forschungsvorhabens “Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise“ wurden im BASt Heft B94 die Ergebnisse von durchgeführten experimentellen Brandversuchen und Variantenuntersuchungen zu rechnerischen Brandberechnungen dokumentiert. Es zeigt sich, dass unter bestimmten Voraussetzungen eine größere Stützweite als 16 m einen geringen Einfluss auf das Tragverhalten der Konstruktion bzw. auf die Bewehrungsmengen des Bauwerks hat. Diese Voraussetzungen sind:

- Verwendung eines Betons mit PP–Fasern → führt zu kleineren Betonabplatzungen
- Beschränkung der Betongüte auf ≤ C 50 / 60 → kein erhöhtes Abplatzrisiko
- Keine erhöhten Sicherheitsanforderungen → Verwendung normale ZTV–ING–Brandkurve

Für den Standsicherheitsnachweis im Brandlastfall darf die vereinfachte Nachweisführung gemäß ZTV–ING, Teil 5–2, Absatz 10.3.3 angewendet werden. Hierfür werden in Abhängigkeit von der Bauteildicke folgende lineare Ersatztemperaturgradienten in Bezug auf eine Aufstelltemperatur von 10°C festgelegt:

- Für d = 0,60 m → ΔT = 55 K
- Für d = 1,50 m → ΔT = 25 K

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren. Für Bauteildicken > 1,50 m ist ebenfalls der Ersatztemperaturgradient mit ΔT = 25 K zu verwenden. Der Brandlastfall ist sowohl für den Endzustand als auch für den Bauzustand nach Fertigstellung einer Tunnelröhre zu führen.

Vorgespannte Tunnelblöcke

Spannstahl verliert im Brandfall früher an Festigkeit als Betonstahl.
Auszug DIN EN 1992–1–2

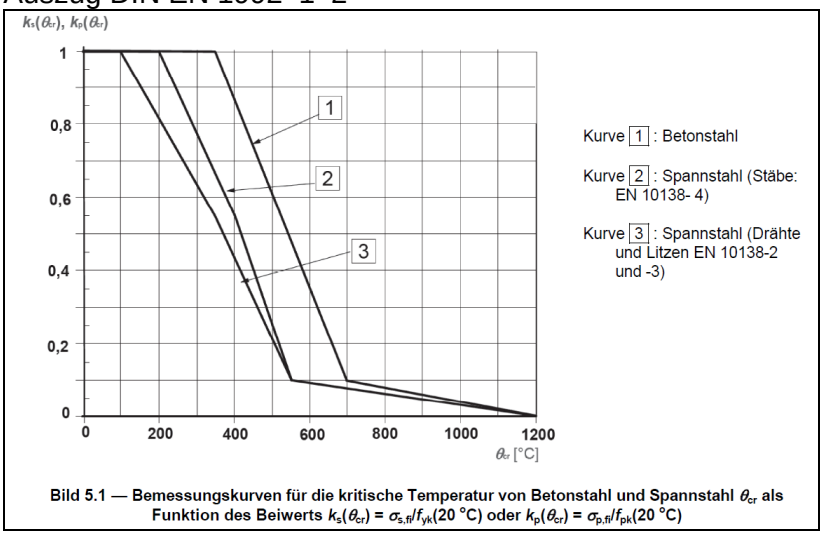


Bild 5.1 — Bemessungskurven für die kritische Temperatur von Betonstahl und Spannstahl θ_{cr} als Funktion des Beiwerts $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\ °C)$ oder $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\ °C)$

In dem o.g. BASt Heft B94 wurden verschiedene Temperaturverläufe im Querschnitt für den Brandfall dokumentiert. Beispielhaft wurden für einen Beton mit PP–Fasern bei Verwendung der normalen ZTV – ING – Brandkurve unter Berücksichtigung einer Betonabplatzung folgende Temperaturverläufe im Querschnitt ermittelt.

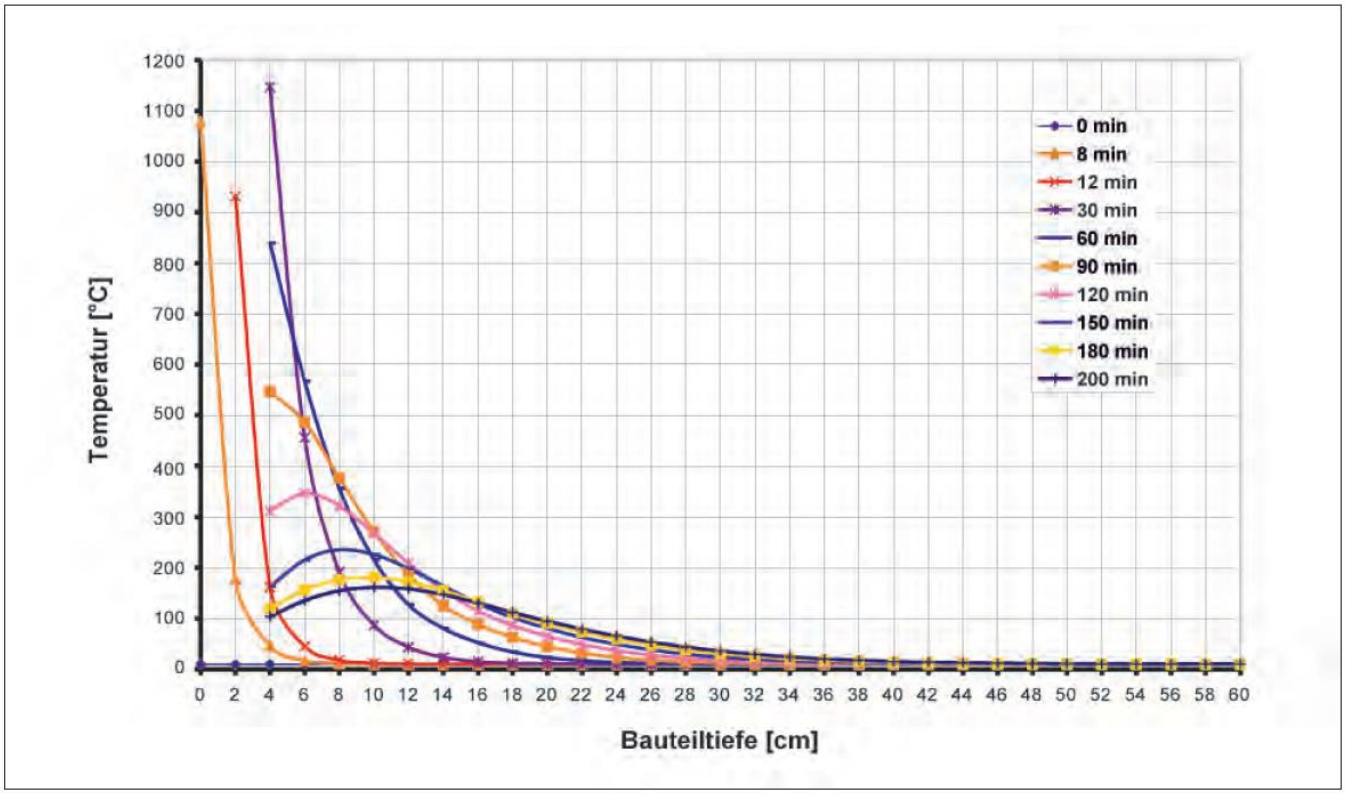


Bild 42: TA 5 – Temperaturverteilung für Faserbeton (PP-Fasern) unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (Hydra)

Durch sachgerechte konstruktive Maßnahmen wie z.B. einer ausreichenden Betondeckung bzw. durch Anpassung entsprechender Bemessungsvorgaben sind die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Spannstahl und Betonstahl in geeigneter Weise bei der Brandberechnung zu berücksichtigen. (Es wird empfohlen, für die Spannglieder der Tunnelblöcke in Ortbetonbauweise einen Randabstand von mindestens 200 mm vorzusehen.)

Hinweise zur Modellbildung

Die linearen Ersatztemperaturgradienten zur Abbildung der Brandbeanspruchungen wurden für vereinfachte Brandberechnungen am zweidimensionalen Stabwerksmodell kalibriert. Die Anwendung bei dreidimensionalen Flächentragwerken führt in der Regel zu unwirtschaftlichen Bewehrungsgraden.
Für die Tunnelwände und die Tunneldecke ist deshalb die Auswertung der Brandbemessung nur in der Haupttragrichtung der Rahmenebene vorzunehmen.

Für die vereinfachten Brandberechnungen am 3D–Schalenmodell ist der Anschluss der Pfähle an die aufgehenden Bauteile als Gelenk im statischen Modell zu definieren.

Hinweis zur Wirtschaftlichkeit:

Zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der vereinfachten Brandberechnungen sind durch den AN anhand von aussagefähigen Bewehrungsskizzen oder – Zeichnungen vergleichende Massenermittlungen zu erstellen und rechtzeitig dem Prüfingenieur und dem AG zur Bewertung vorzulegen. Sollte sich im Ergebnis der vereinfachten Brandberechnung ein wesentlich höherer Bewehrungsgrad ergeben, als aus den Nachweisen der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit statisch erforderlich wird, ist ein genauer rechnerischer Nachweis gemäß ZTV–ING, Teil 5–2, Absatz 10.3.3 (4) zu führen. Die Randbedingungen für diese Berechnungen (wie z.B. die Auswahl der Temperatur–Zeit–Kurve der Brandbelastung oder die anzunehmende Tiefe der Betonabplatzungen) sind vorab mit dem AG und dem Prüfingenieur abzustimmen.

4.3.2 Tunnelblock unter S – Bahnüberbau

Für die Nachweisführung der Brandbeanspruchung ist eine genaue Brandberechnung nach ZTV–ING, Teil 5–2, Abschnitt 10.3.3 Satz (4) durchzuführen. Folgende Parameter sind der Brandberechnung zugrunde zu legen:

- Verwendung der normalen ZTV–ING–Brandkurve
- Berücksichtigung von Betonabplatzungen

Beim Nachweis der Standsicherheit sind folgende Situationen zu untersuchen:

- Situation 1: Untersuchung der Tragfähigkeit während des Brandes
- Situation 2: Untersuchung der Tragfähigkeit nach dem Brand

Für beide Bemessungssituationen sind analog zur DB–Vorschrift Ril. 853.1001 auf der Widerstandsseite die Teilsicherheiten γ_C und γ_S für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation zu verwenden.

4.4 Schneelast

Falls nachweisrelevant ist für die außergewöhnliche Bemessungssituation im Norddeutschen Tiefland der Beiwert C_{esl} = 2,30 anzuwenden.

5. Sonstiges

5.1 Tiefgründungen

Ergebnisse geotechnischer Bericht G 46/16d vom 14.03.2019

Im o.g. geotechnischen Bericht wurden Pfahlprobebelastungen ausgewertet, welche in den Bereichen Stellingen und Wilhelmsburger Reichsstraße durchgeführt wurden. Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen in den Abschnitten Othmarschen und Altona liegen noch nicht vor. Nachfolgend werden für die jeweiligen Bodenschichten die charakteristischen Pfahlparameter tabellarisch zusammengestellt. Für die vorgezogene Genehmigungsplanung des Tunnels Altona werden die Angaben aus den bereits ausgewerteten Pfahlprobebelastungen von Stellingen und Wilhelmsburger Reichsstraße verwendet

Tabelle 4-4 Charakteristische Werte der Mantelreibung $q_{s,k}$ und des Spitzendrucks $q_{b,k}$ zur Bemessung von Bohrpfählen auf der Grundlage ausgewerteter Pfahlprobebelastungen

Schicht mit Angabe der Lagerung / Konsistenz	Spitzendruck $q_{b,k}$ bei einer bezogenen Pfahlkopfsetzung s/D_s; s/D_b [kN/m²]			Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m²]
	0,02	0,03	0,10	
Schicht Lg/Mg: weich bis steif	--	--	--	88
Schicht Mg: steif bis halbfest	650	750	1.300	88
Schicht S2: mitteldicht	650	800	1.850	120
Schicht S3: dicht	1.200	1.500	3.300	120
Wechsellagerung von Schicht A (inhomogen), Schicht S1 (locker), Schicht O (weich), Schicht U (weich), Schicht Mg/Lg (weich)	--	--	--	--
Schicht S2 (mitteldicht) und Schicht O in Wechsellagerung	--	--	--	30
Schicht A: inhomogen	--	--	--	--

Gemäß Handbuch EC 7, Band 1 ist bei den Nachweisen der äußeren Standsicherheit der Teilsicherheitsbeiwert mit $\gamma_t = 1{,}10$ anzunehmen.

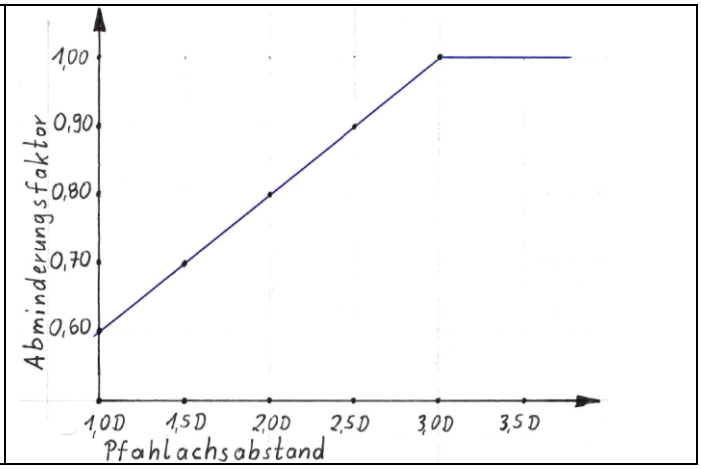
Abminderungen der Pfahlwiderstände allgemein

Die Pfahlwiderstände sind in Anlehnung an DIN 4014 in Abhängigkeit vom Pfahlachsabstand abzumindern. Dabei gilt:

- Für Pfahlabstände mit a ≥ 3,00 x D → Keine Abminderung
- Für Pfahlabstände mit a = 1,00 x D → Abminderung des Pfahlwiderstandes auf 60%

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren!

	Abstand der Pfahlachsen (D = Durchmesser				
	1,0 ·D	1,5 ·D	2,0 ·D	2,5 ·D	3,0 ·D
bei Pfählen in einer Pfahlreihe	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
bei zwei benachbarten Einzelpfählen	0,85	0,89	0,93	0,96	1,0



Abminderungen der Pfahlwiderstände bei überschnittener Bohrpfahlwand

Im Tunnelbereich mit Sohle ist eine überschnittene Bohrpfahlwand als Dichtwand geplant. Für die Mantelreibung und den Spitzendruck sind nur die im Kontaktbereich zum Boden wirkenden Nettoflächen zu berücksichtigen.
Skizze:



Der Pfahlwiderstand für Spitzendruck ist auf 60% bezogen auf den Wert des Einzelpfahles abzumindern. Die Mantelreibung ist in voller Größe anzusetzen und braucht nicht reduziert zu werden.

Variationen der Gründungssteifigkeiten

Für die statischen Berechnungen der Tunnelblöcke ohne Sohle sind analog RE–ING, Teil 2–5, Abs. 3.4, Tabelle 2.5.1 Variationen der Gründungssteifigkeiten vorzunehmen.

Auszug RE – ING, Teil 2 – 5, Abs. 3.4

Tabelle 2.5.1: Grenzwerte der Steifemoduln E_s in Abhängigkeit von der Gründungsart für Sensitivitätsanalyse

Pfahlgründung	
Horizontal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert
Vertikal (für Bohrpfähle)	
Unterer Grenzwert	1,0facher Grundwert [1)]
Oberer Grenzwert	4,0facher Grundwert [1)]
Flachgründung	
Horizontal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert der vertikalen Bettung
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert der vertikalen Bettung
Vertikal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert

[1)] Der Grundwert (Federsteifigkeit) entspricht dem charakteristischen axialen Pfahlwiderstand R_k des Einzelpfahles für eine Setzung von S = 1,0 cm
$R_k(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \sum q_{s,k,i} \cdot A_{s,i}$
$c_{inf} \sim R_k / s(1{,}0cm)$

Für die Ermittlung des oberen und unteren Grenzwertes der Horizontalbettung der Pfähle gelten im gesamten Tunnelbereich mit Ausnahme des Erdfallgebietes (Erdfallgebiet von Bau-km 154+745 bis 155+075) abweichend vom Baugrundgutachten und der Tabelle 2.5.1 der RE-ING die Festlegungen des Baugrundgutachters gemäß Anlage 1 dieses Lastenheftes.

Bei den Tunnelblöcken mit Sohle sind zusätzlich der untere bzw. der obere Grenzwert der vertikalen Sohlbettung zu berücksichtigen. Hierbei sind folgende Grenzbetrachtungen vorzunehmen:

- Grenzbetrachtung 1: Weiche Pfahllagerung + weiche Sohlbettung
- Grenzbetrachtung 2: Harte Pfahllagerung + harte Sohlbettung

Die Sohlbettungen gehen mit $K_{S,V,u}$ = 4,0 MN/m³ als unteren Grenzwert und $K_{S,V,o}$ = 10,0 MN/m³ als oberen Grenzwert in die Grenzbetrachtungen ein.

5.2 Fußgängerbrücken

Entfällt!

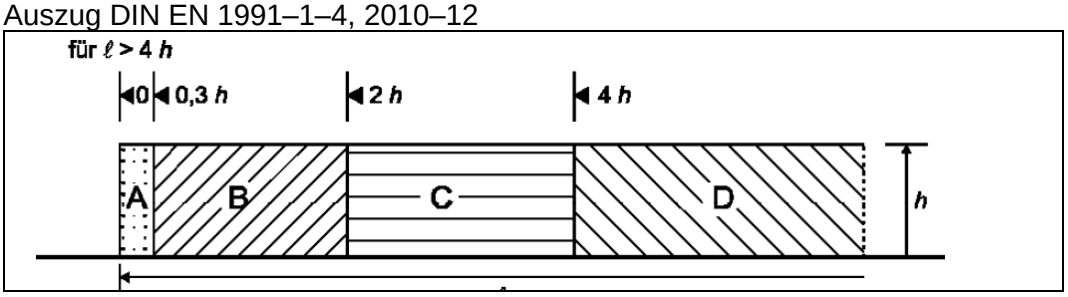
5.3 Lärmschutzwände

Es gelten die Regelungen der ZTV–Lsw einschließlich deren Änderungen und Ergänzungen sowie das Merkblatt über Entwurfs– und Berechnungsgrundlagen für Bohrpfahlgründungen und Stahlpfosten von Lärmschutzwänden und Überflughilfen an Straßen (M EBGS – Lsw).
In Anlehnung an die ZTV–ING Teil 2, Abschnitt 2 Satz (10) sind beim statischen Nachweis der Gründung zeitlich begrenzte Abgrabungen in geeigneter Weise zu berücksichtigen. Die Abgrabetiefe ist mit t = 1 m anzunehmen.

Windlasten

Es gilt zusätzlich ARS 05/2012 – ZTV – Lsw 06, “Änderungen zu Windlastansätzen“.

Auszug DIN EN 1991–1–4, 2010–12



In Bereichen von temporären Wandenden oder Wandöffnungen sind die erhöhten Windlasten der Zonen A bis C nicht in Ansatz zu bringen. Es ist durch geeignete Maßnahmen sicher zu stellen, dass die Windbelastungen nicht größer werden als im Endzustand. (z.B. durch Abtreppungen der Ausfachungen)

Zulässige Verformungen

Bei allen Bauteilen der Lärmschutzwand sind die zulässigen Vertikal– bzw. Horizontalverformungen gemäß DIN EN 1794–1 einzuhalten. Für die unterschiedlichen Typen der tragenden Bauteile sind gemäß Norm folgende Grenzwerte statisch nachzuweisen:

Auszug DIN EN 1794–1, 2018 (Anhang A)

Tabelle A.1 — Grenzwerte für Durchbiegungen von tragenden Bauteilen

Durchbiegung d_{max}	Typ
$\leq L_s / 200$	d1
$\leq L_s / 150$	d2
$\leq L_s / 100$	d3
$\leq L_s / 75$	d4

Die LSW01, LSW20, LSW22 sowie die Portalscheiben werden dem Typ d3 zugeordnet.
LSW21 hat den Typ d2.

Vereisungslasten

Die Vereisungslasten sind nach DIN 1055–5: 2005/07, Kapitel 6 und Anhang A zu bestimmen. Diese Festlegung gilt, solange die EN Reihe keine gleichwertigen Regeln bereitgestellt hat.
(Siehe auch Abschnitt 0.2 dieses Lastenheftes!)

Fahrzeuganprall

Für Lärmschutzwände mit Auskragung sind auf die Gitterstützen Belastungen aus Fahrzeuganprall nach Schweizer Vorschrift (Bundesamt für Straßen, Schweiz, Richtlinie “Anprall von Straßenfahrzeugen auf Bauwerksteile von Kunstbauten“, Ergänzungen zur Norm SIA 261, “Einwirkungen auf Tragwerke“, 2005) unter Berücksichtigung des Ausfalls des direkt angefahrenen Fachwerkstabes anzusetzen. Für die Ausführungsplanung ist die Neuausgabe der Norm Stand 07/2014 zu verwenden.

5.4 Verkehrszeichenbrücken

Es gelten die Regelungen der ZTV–ING, Teil 9–1.
Die Abstandsmaße der Verkehrszeichenbrücken zum Fahrbahnrand sind so gewählt, dass die Bedingungen gemäß RIZ VZB 4 eingehalten sind. Anpralllasten sind dann gemäß ZTV–ING, Teil 9–1, Absatz 6.7 (2) anzusetzen. Ausnahmen bilden VZB–Stiele mit Gitterkonstruktion intergiert in LSW mit Auskragung. Für diese ist analog zur LSW ein Fahrzeuganprall nach Schweizer Vorschrift SIA 261 anzusetzen.

5.5 Beleuchtungsmaste

Einwirkungen

Es gilt DIN EN 1991–1–1 für Gewichtsannahmen der Baustoffe und Bauteile der Maste. Windlasten sind gemäß DIN EN 40–3–1 und DIN EN 1991–1–4 unter Berücksichtigung der zugehörigen nationalen Anhänge festzulegen. Hierbei sind erforderlichen Falls auch die Böen– und Wirbelerregung aus Wind zu berücksichtigen. Einwirkungen aus Schnee bzw. Vereisung (Eislasten) sind gemäß DIN 1055–5 zu ermitteln.

Bemessung

Falls bemessungsrelevant sind auch das Schwingungsverhalten sowie die Werkstoffermüdung gemäß DIN EN 1993–1–9 zu untersuchen. Zulässige Verformungen sind analog DIN EN 40–3–3 mit max. $v \leq 20$ cm in alle Richtungen einzuhalten.

Neuregelung auf der Grundlage der Erfahrungen Tunnel Schnelsen.

5.6 Abbruchlasten S – Bahnüberbau

Die bestehende S–Bahnbrücke wurde im Jahr 1972 fertiggestellt und hat derzeit noch eine Restnutzungsdauer von ca. 30 bis 40 Jahren. Danach ist vorgesehen die alte Bestandsbrücke durch einen Neubau zu ersetzen, der als freitragende Bogenbrücke hergestellt wird und nach seiner Fertigstellung den bestehenden Tunnel nicht belastet. Gemäß dem vorliegenden Fiktiventwurf zum Neubau der S–Bahnbrücke (Stand Juli 2018) ist folgender grundlegender Bauablauf hierfür vorgesehen:

- Demontage Kappen und Gleisoberbau vom Bestandsüberbau
- Demontage südlichen Portalscheibe
- Entfernung der 1,20 m dicken Erdüberschüttung
- Auftragen einer ca. 40 cm dicken Schutzschicht (z.B. Sand)
- Einrichten der Verschubbahnen für den Querverschub des Bestandsüberbaus
- Bestandsüberbau anheben und in Richtung Süd verschieben
- Bestandsüberbau auf Tunnelblock 102 abstapeln und anschließend zerlegen
- Herstellen des neuen Brückenüberbaus nördlich der S–Bahnstrecke
- Längs– und Quereinschub des neuen Brückenüberbaus
- Herstellen der Gleisanlagen

Bedingt durch den vorgesehenen Bauablauf zum Abbruch des Bestandes bzw. zum Einschub des neuen Überbaus entstehen für die Tunnelblöcke 99 bis 103 temporäre Beanspruchungen, die von den Regelbelastungen abweichen. Für die Demontage des alten Bestandsüberbaus bzw. für den Einschub der neuen Bogenbrücke sind die Verschubbahnen über den Tunnelwänden anzuordnen. Folgende temporäre Belastungen aus dem Fiktiventwurf zum Austausch des S–Bahnüberbaus sind im Bereich der Tunnelblöcke 99 bis 103 bei der Planung zu berücksichtigen:

- Tunnelaußenwand West: V = 2 x 3000 kN als Tandem – Wanderlast mit Achsabstand a = 5 m
- Tunnelmittelwand: V = 2 x 5000 kN als Tandem – Wanderlast mit Achsabstand a = 5 m
- Tunnelaußenwand Ost: V = 2 x 3000 kN als Tandem – Wanderlast mit Achsabstand a = 5 m
- Verschubbahnen / Geräte: Streckenlast von 20 kN/m in jeder Wandachse

Im Zuge der Ausführungsplanung sind die verwendeten Bau– und Montagelasten in Form eines Lastenplanes zu dokumentieren.

5.7 Rissbreitenbeschränkung

Allgemein

Für jedes Bauteil ist nachzuweisen, dass unter den Einwirkungen der häufigen Kombinationen die rechnerische Rissbreite von w_{cal} = 0,20 mm eingehalten ist.
[DIN EN 1992–2 /NA NCI zu 7.3.1! bzw. ZTV–ING Teil 5–2, Abs. 3.3.3.5 (1)]

Wasserundurchlässige Betonkonstruktionen mit Druckwasser (Sohle, Wände)

Gemäß ZTV–ING, Teil 5–2, Absatz 3.3.3.5 Satz (2) ist auf der Druckwasserseite (erdseitig) die rechnerische Rissbreite von w_{max} = 0,15 mm einzuhalten.

Zwang aus abfließender Hydratationswärme

Beim Rissbreitennachweis für den frühen Zwang aus abfließender Hydratationswärme ist die effektive Betonzugfestigkeit mit 65% des Mittelwertes der 28 Tage–Betonzugfestigkeit anzunehmen.
Die Vorgaben gemäß DIN EN 1992–2/NA, NCI zu 7.3.2 (102) sind zu beachten. Alle betontechnologischen– und baubetrieblichen Maßnahmen wie z.B. Betonrezeptur, Schalungsaufbau, Nachbehandlung, Ausschalfristen sind so auszulegen, dass die Annahmen der frühen Betonzugfestigkeit eingehalten werden.

Hinweis

Höhere frühe Betonzugfestigkeiten (z.B. nach Hochbaunorm DIN EN 1991–1–1/NA/A1) sind im Brücken– und Ingenieurbau nicht zu anzuwenden!
(S. a. Fingerloos / Hegger in Beton– und Stahlbetonbau, Heft 111(2016) Heft 1, Seite 6).

Bei dem frühen Zwang z.B. aus abfließender Hydratationswärme ist eine Reduzierung der Bewehrung über die Bauteilhöhe gemäß Maurer "*Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Wänden"* Bauingenieur, Bd. 80 Oktober 2005, zu berücksichtigen.

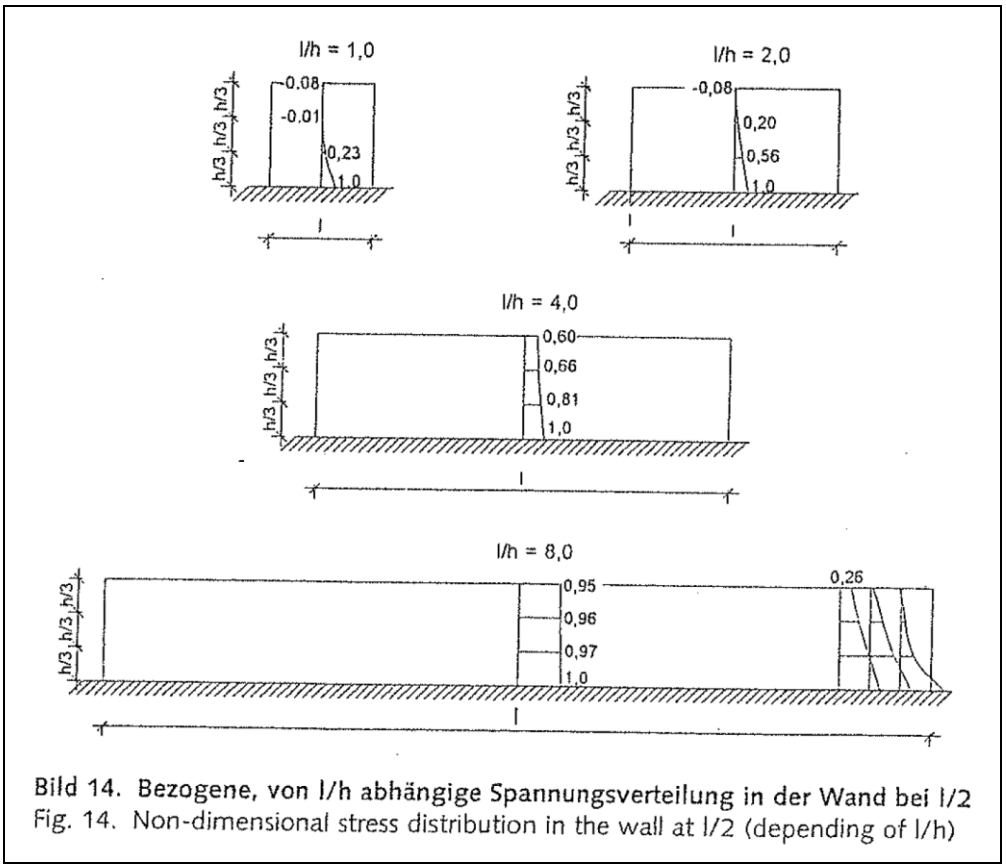


Bild 14. Bezogene, von l/h abhängige Spannungsverteilung in der Wand bei l/2
Fig. 14. Non-dimensional stress distribution in the wall at l/2 (depending of l/h)

Nachweis Rissbreitenbeschränkung in Bohrpfählen

Für Bohrpfähle gilt abweichend zu DIN EN 1992–2/NA, NDP zu 7.3.1 (105) folgende Regelung für den Rechenwert der zulässigen Rissbreite:

- Unter häufiger Einwirkungskombination ist die rechnerische Rissbreite w_{cal} = 0,30 mm anzusetzen.

5.8 Besonderheiten S – Bahnbrücke

Die Mittelunterstützung des bestehenden S–Bahnüberbaus wird im Zuge der Tunnelbaumaßnahme vom alten flach gegründeten Bestandspfeiler auf die neue pfahlgegründete Tunnelmittelwandscheibe umgelagert. Zum Abbruch des alten Bestandspfeilers bzw. zum Neubau der Tunnelmittelwandscheibe ist am Mittelauflager eine Hilfsunterstützung vorgesehen, welche den Bestandsüberbaus bauzeitig trägt. Das Setzungsverhalten aller Überbauauflagerungen ist für die gesamte Bauzeit der Umlagerungen sowie für die bauabschnittsweise Herstellung des Tunnels zu bestimmen und für den Bestandsüberbau statisch nachzuweisen.

Für die S–Bahnbrücke ist zur Kontrolle der Setzungen ein Messkonzept zu erstellen. Hierbei sind der aktuelle Ist–Zustand des Bestandes, das Setzungsverhalten beim Umlagern auf die Hilfsunterstützung, das Setzungsverhalten beim Umlagern auf die neue Tunnelwandscheibe sowie das Setzungsverhalten während der abschnittsweisen Tunnelherstellung zu erfassen.

Für den S – Bahnüberbau sind folgende Lagerwechselkonzepte zu erstellen und ausführungsreif zu planen:

- Lagerwechselkonzept 1: Umbau des Bestandsüberbaus auf die bauzeitige Mittelunterstützung
- Lagerwechselkonzept 2: Umbau des Bestandsüberbaus auf die neue Tunnelwand
- Lagerwechselkonzept 3: Ausgleich nachträglicher Setzungen durch Futterplatten in den Lagern

Bei der Bemessung der Hilfslager und der endgültigen Lager sind Futterplatten mit t ≤ 40 mm zum Ausgleich möglicher Setzungen zu berücksichtigen.

5.9 Erläuterungen Erddruck und Temperatur

Für den Ansatz des Erddruckes in Abhängigkeit von den jahreszeitlichen Temperaturschwankungen sind im Anhang A der RE–ING Teil 2–5 folgende Empfehlungen angegeben.

Auszug RE–ING, Teil 2–5, Anhang A, Stand 12 / 2017

$G_{k,Sommer}$ = ungünstigst ($E_{p,mob}$) zu komb. mit **ΔT (Sommer)**

$G_{k,Winter}$ = ungünstigst (0,5 E_a) zu komb. mit **ΔT (Winter)**

Bei Bauwerkslängen ≤ 20,0 m ist

$G_{k,Sommer}$ = ungünstigst (E_o) zu komb. mit **ΔT (Sommer)**

$G_{k,Winter}$ = ungünstigst (Eo) zu komb. mit **ΔT (Winter)**

Für die Überlagerungen der Erddruckbeanspruchungen und der Temperatur sind daher folgende Bemessungssituationen zu formulieren:

a) Ausgangszustand: Es wirkt Erdruhedruck E_0
b) Sommertemperatur: Es wirkt der mobilisierte Erddruck $E_{p,mob}$
c) Wintertemperatur: Es wirkt der halbe Erddruck ½ E_a

Der mobilisierte Erddruck wirkt nur zusammen mit dem konstanten und linearen Temperaturanteil Sommer und umgekehrt. Der Abfall des Erddrucks auf den halben aktiven Erddruck wirkt nur zusammen mit dem konstanten und linearen Temperaturanteil Winter und umgekehrt. Der Erdruhedruck wirkt nur ohne Temperatur. Für die Bildung der Einwirkungsüberlagerungen sind die veränderlichen Erddruckbeanspruchungen mit den gleichen Kombinationsfaktoren (ψ–Faktoren) zu belegen, wie die zugehörige Temperatur.

Die Überlagerungsvorschrift aus RE-ING Teil 2-5, Anhang A ist wie folgt zu modifizieren:

1. Fall: Leiteinwirkung ist Verkehrslast

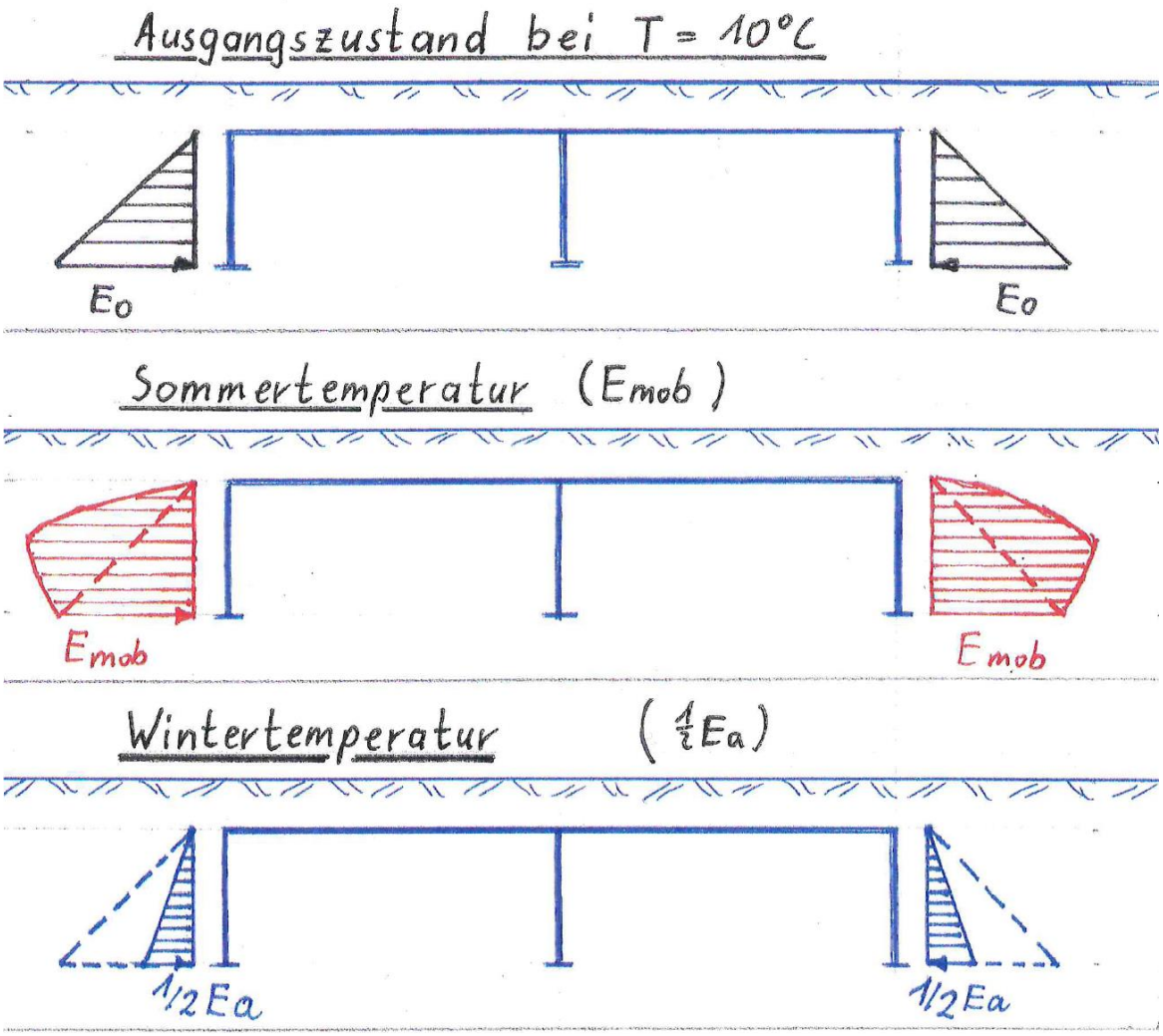
   $E_d = (1{,}35;1{,}00) \sum (G_{kj} + E_0 + 0{,}80 \bullet \Delta G_{k,Sommer/Winter} + 0{,}80 \bullet \Delta T_{Sommer/Winter}) + (1{,}50;0)\ Q_k$

2. Fall: Leiteinwirkung ist ΔT

   $E_d = (1{,}35;1{,}00) \sum (G_{kj} + E_0 + \Delta G_{k,Sommer/Winter} + \Delta T_{Sommer/Winter}) + (1{,}50;0)\ \psi_0 \bullet Q_k$

   mit $\Delta G_{k,Sommer/Winter} = G_{k,Sommer/Winter} - E_o$, $G_{k,Sommer} = E_{p,mob}$, $G_{k,Winter} = ½\ E_a$.

Die Abminderung der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur auf 60% gemäß Abschnitt 5.10 ist zu beachten.


Ausgangszustand bei T = 10°C
Eo
Eo
Sommertemperatur (Emob)
Emob
Emob
Wintertemperatur (½Ea)
½Ea
½Ea

5.10 Reduzierung der Zwangsschnittgrößen

Bei Setzungen und Temperaturbeanspruchungen sind für die Nachweisführungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit reduzierte Zwangsbeanspruchungen anzuwenden. Für die Rissbildung im Stahlbeton und den damit einhergehenden Steifigkeitsabfall sollten diese Zwangsbeanspruchungen auf 60% der Steifigkeiten des ungerissenen Zustand I reduziert werden.

Auszug DIN EN 1992–2 / NA

(NA.102) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist es erforderlich, Zwangschnittgrößen aus klimatischen Temperatureinwirkungen zu berücksichtigen. Sofern kein genauerer Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.
(NA.103) Die Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Sofern kein genauerer Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen die Zwangsbeanspruchungen aus Kriechen und Schwinden analog zum Temperaturzwang behandelt werden.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind bei den nicht vorgespannten Bauteilen reduzierte Zwangsbeanspruchungen analog zum Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen.

5.11 Betondruckspannungen bei Bohrpfählen

Ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Betondruckspannungen ist bei den Bohrpfählen nicht zu führen, da sie durch eine erhöhte Betondeckung und eine Umschnürung der Druckzone ausreichend gegen die Entstehung möglicher Längsrisse geschützt sind.

Auszug DIN EN 1992–2, Abschnitt 7.2

(1)P Die Betondruckspannungen müssen begrenzt werden, um Längsrisse, Mikrorisse oder starkes Kriechen zu vermeiden, falls diese zu Beeinträchtigungen der Funktion des Tragwerks führen können.
(102) Es kann zu Längsrissen kommen, wenn die Spannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination einen kritischen Wert übersteigt. Diese Rissbildung kann zu einer Verminderung der Dauerhaftigkeit führen. In Bauteilen, die den Bedingungen der Expositionsklassen XD, XF und XS (siehe Tabelle 4.1 in EN 1992-1-1) ausgesetzt sind und in denen keine anderen Maßnahmen getroffen werden, wie z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung, sollten die Betondruckspannungen auf den Wert $k_1 f_{ck}$ begrenzt werden.

5.12 Bemessung der Fugenbänder in den Blockfugen

Der Lastfall „halbseitige Abgrabung“ ist für die Dimensionierung der Deckenfugenbänder für die Systeme mit der Regelstützweite 21,00 m – 21,00 m bzw. 24,25 m – 24,25 m nicht mit anzusetzen.

Bei der Bemessung der Fugenbänder ist eine 10%-ige Überschreibung der zulässigen Fundenbandverformungen zulässig, da der Verkehrslastansatz mit 10 kN/m² auf der sicheren Seite liegt.

5.13 Tunnellängsbewehrung in Rahmenecken

Bei der Ermittlung der Bewehrung in Tunnellängsrichtung sind die nachfolgenden Punkte zu berücksichtigen:

- Ansatz gleicher konstanter Temperaturanteile für Wand und Decke ($\Delta T_{N,Wand} = \Delta T_{N,Decke}$) für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit
- unveränderten Ansatz des Temperaturgradienten (linearer Temperaturanteil) zur Ermittlung der Zwangsschnittgrößen aus Temperaturkrümmung
- Abminderung der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur auf 60% (gilt auch für vorgespannte Tunnelblöcke)
- die Mindestbewehrung aus Biegezwang für $t_{unendlich}$ ist mindestens einzulegen
- die Mindestbewehrung aus frühem zentrischen Zwang ist mindestens einzulegen
- in der Sohlplatte ist neben den Wänden erdseitig jeweils auf einem 3m breiten Streifen die Mindestbewehrung aus spätem zentrischen Zwang einzulegen (für eine Rissbreite von 0,15 mm)
- die obere Bewehrung ist analog zu vorherigen Punkt für eine Rissbreite von 0,20 mm zu dimensionieren

ANLAGE 1: Änderung Pfahlbettungen IGB

Baumbach, Kwame

Von:	Hans Georg Stratmann <Stratmann@igb-ingenieure.de>
Gesendet:	Mittwoch, 29. April 2020 09:35
An:	A7-Tunnel-Altona-Planung
Cc:	Goettlicher, Guido; Schmidt-Hurtienne, Bjoern; Gabriele Peters; Carmen Geiger
Betreff:	AW: 17-1357, BAB 7, Grenzwerte horizontale Bettung der Pfähle

Sehr geehrter Herr Müller,

die von uns für die einzelnen Bodenschichten im Nord- und Mittelbereich (ohne Erdfallgebiet) ermittelten Mittelwerte und Schwankungsbreite (oberer und unterer Grenzwert) des Steifemoduls können auch im südlichen Bereich zur Anwendung gelangen. Sollten hier im Einzelfall Böden relevant werden, die bisher noch nicht betrachtet wurden, bitten wir um Nachricht.

Mit freundlichen Grüßen
i.V. Dipl.-Ing. H. G. Stratmann

Informationen im Zusammenhang mit COVID-19
Aktuell sind alle unsere Standorte weiterhin voll einsatz- und leistungsfähig.
Alle Anfragen und Aufträge werden unter Berücksichtigung aller behördlichen Vorgaben in gewohnter Art und Weise bearbeitet.

IGB ist zertifiziert gemäß SCC** (ID9105059648)

IGB Ingenieurgesellschaft mbH
Geotechnik - Wasserbau - Umwelttechnik - Beweissicherung - Arbeitsschutz
Hamburg - Berlin - Kiel - Ludwigshafen - Oldenburg

Steindamm 96 / D-20099 Hamburg
Tel. +49 40 22 70 00 76 / Fax: +49 40 22 70 00 28
Mobil: +49 163 2 70 00 76

www.igb-ingenieure.de

Geschäftsführer:
Dr.-Ing. Jörg Franke / Dr.-Ing. Nils-Christian Lund
Dipl.-Ing. Stephan Wendt / Dipl.-Ing. Ralf Zöller

Sitz der Gesellschaft: Hamburg
Handelsregister: Amtsgericht Hamburg, HRB 49 419
Umsatzsteuer-Identifikationsnummer DE 118 708 317

Von: Mueller, Tino <Tino.Mueller@ehs-ingenieure.de> Im Auftrag von A7-Tunnel-Altona-Planung
Gesendet: Freitag, 24. April 2020 13:12
An: Hans Georg Stratmann <Stratmann@igb-ingenieure.de>
Cc: Goettlicher, Guido <Guido.Goettlicher@ehs-ingenieure.de>; Schmidt-Hurtienne, Bjoern <BSH@ehs-ingenieure.de>
Betreff: AW: 17-1357, BAB 7, Grenzwerte horizontale Bettung der Pfähle

Sehr geehrter Herr Stratmann,

mit E-Mail vom 11.03.2020 (siehe unten) haben Sie für den Nord- und Mittelbereich im Zuge der Gründungsoptimierung die Mittelwerte des Steifemoduls der einzelnen Bodenschichten und auch die Schwankungsbreite (oberer und unterer Grenzwert) neu definiert.

Können diese angepassten Werte auch für die restlichen Tunnelbereiche (evtl. mit Ausnahme des Erdfallgebietes) angesetzt werden?

Mit freundlichen Grüßen,
i. A. Dipl.-Ing. Tino Müller

EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH
Am Alten Rathaus 5, 34253 Lohfelden
T +49 (0)561 95088-32
F +49 (0)561 95088-99
E tino.mueller@ehs-ingenieure.de I www.ehs-ingenieure.de

Geschäftsführer: Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann, Dipl.-Ing. Guido Göttlicher, Dr.-Ing. Jens Peter Grunert,
Dr.-Ing. Hans-Heinrich Osteroth, Dipl.-Ing. Heiko Rausch, Dr.-Ing. Björn Schmidt-Hurtienne, Dr.-Ing. Dirk Sperling

Handelsregister: AG Kassel HRB 3800

Von: Hans Georg Stratmann [mailto:Stratmann@igb-ingenieure.de]
Gesendet: Mittwoch, 11. März 2020 14:41
An: Mueller, Tino
Cc: Goettlicher, Guido; Gabriele Peters
Betreff: 17-1357, BAB 7, Grenzwerte horizontale Bettung der Pfähle

Sehr geehrter Herr Müller,

nach erfolgter telefonischer Abstimmung am 10.03.2020 haben wir die sich aus den Baugrundverhältnissen ergebene Bandbreite der horizontalen Bettung für die Gründungspfähle des Tunnels Altona auf der Grundlage des Geotechnischen Untersuchungsberichtes der GuD GmbH vom 30.10.2019 zum Planungsabschnitt Altona wie nachfolgend beschrieben abgeleitet:

1. Nordbereich (etwa 154+150 bis 153+300)

   In diesem Abschnitt setzt sich der Baugrund unterhalb des Fahrbahnaufbaus bis in eine großer Tiefe aus Sanden zusammen. Die Lagerungsdichte ist überwiegend als dicht und auf den oberen Metern z.T. als mitteldicht zu bezeichnen. Entsprechend unserer telefonischen Abstimmung am 10.03.2020 ist die Bandbreite der horizontalen Bettung differenziert für den mitteldicht gelagerten Sand S2 und den dicht gelagerten Sand S3 anzugeben.

   Sande S2 (mitteldicht):
   Maßgeblich für die Ermittlung der horizontalen Bettung ist neben dem Pfahldurchmesser der Steifemodul E_s. Dieser kann dem o.g. Geotechnischen Untersuchungsbericht entnommen werden. Üblicherweise liegen die Steifemoduln auf der sicheren Seite und ergeben im Vergleich zu Messwerten größere Verformungen. Somit kann der im Geotechnischen Untersuchungsbericht für den mitteldicht gelagerten Sand angegebene Steifemodul ($E_s = 20 \times \sqrt{t}$) als unterer Wert zur Ermittlung der Bandbreite der horizontalen Bettung in Ansatz gebracht werden.

   Die Herleitung des oberen Grenzwertes für den Sand S2 erfolgt unter Berücksichtigung der Angaben im Geotechnischen Untersuchungsbericht für den dicht gelagerten Sand S3. Da auch hier erfahrungsgemäß davon ausgegangen werden kann, dass dieser Wert für einen Sand S3 auf der sicheren Seite liegt und im Vergleich zu Messwerten rechnerisch größere Verformungen ergibt, haben wir im vorliegenden Fall den für den Sand S3 angegebenen Wert von $E_s = 40 \times \sqrt{t}$ als oberen Grenzwert für den Sand S2 in Ansatz gebracht.

Aus den o.g. Faktoren 20 und 40 ergibt sich ein mittlerer Faktor von 30. Zur Ermittlung der horizontalen Bettung der Sande S2 kann somit

- ein unterer Grenzwert von 0,67 des Mittelwertes (20/30) und
- ein oberer Grenzwert von 1,33 des Mittelwertes (40/30)

in Ansatz gebracht werden.

Sande S3 (dicht):
Analog zur oben beschriebenen Vorgehensweise kann der im Geotechnischen Untersuchungsbericht für den Sand S3 angegebene Steifemodul ($E_s = 40 \times \sqrt{t}$) als unterer Wert zur Ermittlung der Bandbreite der horizontalen Bettung in Ansatz gebracht werden.

Die Herleitung des oberen Grenzwertes für den Sand S3 erfolgt durch Extrapolation der Angaben im Geotechnischen Gutachten für die Steifeziffern in Richtung einer sehr dichten Lagerung. Hierfür ergibt sich ein Steifemodul von $60 \times \sqrt{t}$. Da auch hier erfahrungsgemäß davon ausgegangen werden kann, dass dieser Wert für einen sehr dicht gelagerten Sand auf der sicheren Seite liegt und im Vergleich zu Messwerten rechnerisch größere Verformungen ergibt, haben wir im Hinblick auf die Abschätzung der Bandbreite der horizontalen Bettung für den Sand S3 diesen Wert als oberen Grenzwert für den Sand S3 in Ansatz gebracht.

Aus den o.g. Faktoren 40 und 60 ergibt sich ein mittlerer Faktor von 50. Zur Ermittlung der horizontalen Bettung der Sande S3 kann somit

- ein unterer Grenzwert von 0,8 des Mittelwertes (40/50) und
- ein oberer Grenzwert von 1,2 des Mittelwertes (60/50)

in Ansatz gebracht werden.

2. Mittelbereich ohne Erdfallgebiet (etwa km 155+250 bis 154+150 ohne Erdfallgebiet)

In diesem Abschnitt setzt sich der Baugrund im maßgeblichen Tiefenbereich unterhalb des Fahrbahnaufbaus bis in Tiefen zwischen etwa 5 m bis 15 m aus Geschiebelehm/-mergel zusammen. Nach den Bemessungsbodenprofilen der GuD GmbH wird zwischen weich bis steifen und steif bis halbfesten Geschiebeboden unterschieden. Damit ist die Bandbreite der horizontalen Bettung differenziert für die o.g. Konsistenzbereiche festzulegen.

Geschiebemergel/-lehm, weich bis steif
Analog zur im Abschnitt 1 beschriebenen Vorgehensweise kann der im Geotechnischen Untersuchungsbericht für den weichen Geschiebeboden angegebene Steifemodul ($E_s = 5 \times \sqrt{t}$) als unterer Wert zur Ermittlung der Bandbreite der horizontalen Bettung in Ansatz gebracht werden.

Die Herleitung des oberen Grenzwertes für den weich bis steifen Geschiebemergel/-lehm erfolgt unter Berücksichtigung der Angaben im Geotechnischen Untersuchungsbericht für den halbfesten Geschiebeboden. Da auch hier erfahrungsgemäß davon ausgegangen werden kann, dass dieser Wert für einen halbfesten Geschiebeboden auf der sicheren Seite liegt und im Vergleich zu Messwerten rechnerisch größere Verformungen ergibt, haben wir im vorliegenden Fall den für den halbfesten Geschiebeboden angegebenen Wert von $E_s = 10 \times \sqrt{t}$ als oberen Grenzwert für den weich bis steifen Geschiebeboden in Ansatz gebracht.

Aus den o.g. Faktoren 5 und 10 ergibt sich ein mittlerer Faktor von 7,5. Zur Ermittlung der horizontalen Bettung kann somit

- ein unterer Grenzwert von 0,67 des Mittelwertes (5/7,5) und
- ein oberer Grenzwert von 1,33 des Mittelwertes (10/7,5)

in Ansatz gebracht werden.

Geschiebemergel/-lehm, steif bis halbfest
Analog zur oben beschriebenen Vorgehensweise kann der im Geotechnischen Untersuchungsbericht für den steifen Geschiebeboden angegebene Steifemodul (E_s = 7,5 x √t) als unterer Wert zur Ermittlung der Bandbreite der horizontalen Bettung in Ansatz gebracht werden.

Für die Herleitung des oberen Grenzwertes ist der halbfeste Geschiebemergel maßgeblich. Hierfür wird im Geotechnischen Gutachten ein Steifemodul von E_s = 10 x √t angegeben. Im Sinne eines oberen Grenzwertes haben wir unter Berücksichtigung unserer Erfahrungen mit vergleichbaren Böden den Steifemodul mit E_s = 20 x √t berücksichtigt.

Aus den o.g. Faktoren 7,5 und 20 ergibt sich ein mittlerer Faktor von 13,75. Zur Ermittlung der horizontalen Bettung kann somit

- ein unterer Grenzwert von 0,55 des Mittelwertes (7,5/13,75) und
- ein oberer Grenzwert von 1,45 des Mittelwertes (20/13,75)

in Ansatz gebracht werden.

Für ergänzende Abstimmungen stehen wir gerne zur Verfügung.

Mit freundlichen Grüßen
i. V. Dipl.-Ing. H. G. Stratmann

IGB ist zertifiziert gemäß SCC** (ID9105059648)

IGB Ingenieurgesellschaft mbH
Geotechnik - Wasserbau - Umwelttechnik - Beweissicherung - Arbeitsschutz
Hamburg - Berlin - Kiel - Ludwigshafen - Oldenburg

Steindamm 96 / D-20099 Hamburg
Tel. +49 40 22 70 00 76 / Fax: +49 40 22 70 00 28
Mobil: +49 163 2 70 00 76

www.igb-ingenieure.de

Geschäftsführer:
Dr.-Ing. Jörg Franke / Dr.-Ing. Nils-Christian Lund
Dipl.-Ing. Stephan Wendt / Dipl.-Ing. Ralf Zöller

Sitz der Gesellschaft: Hamburg
Handelsregister: Amtsgericht Hamburg, HRB 49 419
Umsatzsteuer-Identifikationsnummer DE 118 708 317