

Bemessung von Wellstahlbauwerken

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 78

bast

Bemessung von Wellstahlbauwerken

**Vergleich nach den bisherigen
und den neuen Richtlinien**

von

Ulrike Kuhlmann
Hans-Peter Günther
Wolfgang Krauss

Ingenieurbüro für Stahlbau und Schweißtechnik
Bürogemeinschaft Kuhlmann Gerold Günther Eisele
Ostfildern

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 78

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen
veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse
in der Schriftenreihe **Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe
besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter
dem Namen der Verfasser veröffentlichten
Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des
Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe,
auch auszugsweise, nur mit Genehmigung
der Bundesanstalt für Straßenwesen,
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen** können
direkt beim Wirtschaftsverlag NW,
Verlag für neue Wissenschaft GmbH,
Bgm.-Smidt-Str. 74-76,
D-27568 Bremerhaven,
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre
Veröffentlichungen wird in Kurzform im
Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet.
Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben;
Interessenten wenden sich bitte an die
Bundesanstalt für Straßenwesen,
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt
FE 15.462/2008/FRB: Vergleichende Berechnung von Wellstahlbauwerken
nach den bisherigen und neuen Bemessungsrichtlinien

Projektbetreuung

Jürgen Blossfeld
Thomas Mayer

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-86918-135-6

Bergisch Gladbach, Mai 2011

Kurzfassung – Abstract

Bemessung von Wellstahlbauwerken

Bei Wellstahlbauwerken handelt es sich um wirtschaftliche und dauerhafte Ingenieurbauwerke für die Unterführung von Verkehrswegen, die sich seit Jahrzehnten in der Anwendung bewährt haben. Hierbei werden wellprofilerte biegeeweiche Stahlrohre in den Boden eingebettet und als Unterführungsbauwerke benutzt. Die Lastabtragung der eingebetteten biegeeweichen Stahlrohre basiert auf einer Interaktion der Rohrschale mit dem umgebenden Boden und erfolgt deshalb hauptsächlich in Ringrichtung.

Die Bemessung von Wellstahlbauwerken erfolgt in Deutschland derzeit gemäß den Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 20/1997 und Nr. 12/1998. Die darin aufgeführten Bemessungsregeln stammen aus den 70iger Jahren und basieren auf der Veröffentlichung (KLÖPPEL & GLOCK, 1970). Diese Bemessungsregeln beruhen jedoch noch auf dem damals üblichen Globalsicherheitskonzepts für die Nachweisführung und genügen nicht mehr den Anforderungen der neuen europäischen Normengenerationen deren Sicherheitsphilosophie auf dem Teilsicherheitskonzept beruht.

Im Zuge der nationalen Einführung der europäischen Bemessungsnormen (Eurocodes) im Straßenbau in Form der DIN-Fachberichte werden derzeit auch die bestehenden Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke überarbeitet und sollen zukünftig in die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4) aufgenommen werden. Neben allgemeinen Änderungen und Anpassungen der Einwirkungen wird bei der Überarbeitung hinsichtlich der Bemessung hauptsächlich die Umstellung der Nachweise vom Globalsicherheitskonzept auf das Teilsicherheitskonzept vollzogen. Durch diese Überarbeitung der bestehenden Richtlinien für Wellstahlbauwerke werden im Hinblick auf die Bemessung von Wellstahlbauwerken wesentliche Änderungen herbeigeführt, die eine genauere Betrachtung und ggf. Anpassung der Bemessungsrichtlinien erfordern.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde daher auf Grundlage von vergleichenden Betrachtungen die Anwendung der neuen Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke erprobt, sowie das vorliegende Sicherheitsniveau im Vergleich zu den bisher bestehenden Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke überprüft.

Der Schwerpunkt der durchgeführten Untersuchungen lag daher auf der Durchführung von um-

fangreichen Vergleichsberechnungen an unterschiedlichen Einbausituationen von Wellstahlbauwerken, anhand derer die Auswirkungen der Regelwerksumstellung aufgezeigt wurden. Ergänzend zu diesen Vergleichsberechnungen wurden separate Untersuchungen zum Nachweis der Schraubenverbindung und zum Nachweis am Schrägschnitt durchgeführt. Ferner wurde in Form von Stabwerksberechnungen nach Theorie II. Ordnung noch das Stabilitäts- und Beanspruchungsverhalten von Wellstahlbauwerken mit großen Spannweiten untersucht.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen und Vergleichsberechnungen konnten für Wellbauwerke nachfolgende wesentliche Erkenntnisse und Empfehlungen für die weitere Überarbeitung des Regelwerks abgeleitet werden:

- Mit Ausnahme des Nachweises „Durchschlagen des Bauwerksscheitel für $h/s < 0,7$ “ führt die vorgenommen Umstellung des Nachweiskonzepts zu keinen wesentlichen Änderungen des Sicherheitsniveaus. Für diesen Nachweis wird empfohlen, auch zukünftig das höhere Sicherheitsniveau für gedrungene Querschnittsformen mit $h/s < 0,7$ aufrecht zu erhalten.
- Die Anpassung bzw. Erhöhung der Verkehrslast von 45 kN/m^2 auf 65 kN/m^2 führt mit Ausnahme des Nachweises „Grundbruch im Scheitel“ lediglich zu einer effektiven Vergrößerung der Beanspruchung von max. 13%. Dies begründet sich in erster Linie durch den Wegfall des Schwingbeiwertes im neuen Regelwerk.
- Bezüglich der Schraubenverbindung wird empfohlen, die Festlegung der Tragfähigkeit gemäß den europäisch harmonisierten Regeln in DIN EN 1990:2002 durchzuführen.
- Beim Nachweis „Grundbruch im Scheitel“ kommt es infolge der Umstellung des Regelwerks zu größeren Änderungen des Sicherheitsniveaus, das in erster Linie das Ergebnis der Nachweisführung selbst und der Lastanpassung ist. Will man wie bei allen anderen Nachweisen, das bestehende Sicherheitsniveau beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk weitestgehend aufrecht erhalten, so sind weitere Maßnahmen erforderlich.
- Es wird empfohlen den im alten Regelwerk festgelegten Anwendungsbereich bzgl. der Spannweite und der Überdeckung auch im neuen Regelwerk bei zu behalten.

Design of corrugated steel culverts

Corrugated steel culverts have been approved to be economic and durable steel structures for the undercrossing of roads and highways during the last decades of years. Corrugated steel culverts are built up from corrugated steel elements embedded in the earth and used for several types of underground crossings. Their load carrying behaviour is characterized by an interaction of the flexible steel culvert with the surrounding soil material.

In Germany, the design of corrugated steel culverts is currently regulated by the Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 20/1997 und Nr. 12/1998, published by the Federal Ministry of Transportation. The design rules included in these documents go back to the 1970th and are based on the publication of (KLÖPPEL & GLOCK, 1970). These rules are based on the formerly used so called global safety concept, which is not in line with the basis of design as given in the European harmonized structural codes that comprises a safety concept which uses partial safety factors.

Within the implementation process of the common European structural codes (Eurocodes) for highway bridges, in form of the so called DIN-Fachberichte, it is intended by the Federal Highway Research Institute to adapt also the design rules for corrugated steel culverts to the general requirements given in these structural Eurocodes and to publish them by the Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4). The revision of the existing design rules for corrugated steel culverts towards the harmonized European requirements primarily comprises a change of the design rules by an implementation of the partial safety concept instead of the old global safety concept and additionally the adaption of the traffic loads acting on the culverts. Through this revision the existing design rules for corrugated steel culverts undergo several major modifications, which require a more detailed investigation of the whole revision in order the point out and highlight possible changes of the overall safety level.

The research work documented in this document therefore focus on a complete check of the modifications which were done through the revision of the design rules for corrugated steel culverts.

In order to do so, the research work comprise extensive comparative calculations for different built in corrugated steel culverts with the aim to demonstrate and point out the final impact as a result of the adaption of the design rules. In addition to these comparative calculations, investigations on the

bolt connection and the verification at the inclined side-cut of the culverts are included. Moreover, second order analysis based on a typical framework software have been performed in order to check the stability of the pipe's crown and to get an impression on the overall stress behaviour in the culvert during backfilling and under the design loads.

Based on these investigations, the following findings and recommendations could be drawn which might be considered for the review of the design rules for corrugated steel culverts:

- Except of the stability limit state at the pipe's crown for $h/s < 0.7$, the change of the overall design concept towards the state of the art partial safety concept indicated no significant changes within the overall safety level. For this limit state it is therefore recommended to keep the higher safety requirements for $h/s < 0.7$ as given in the old design recommendations, because of the absence of more details investigations on this subject.
- The implementation of the new traffic load, characterized by an increase from 45 kN/m^2 as originally used, towards 65 kN/m^2 results only in an effective rise of the total stress of max. 13%. This moderate increase is a result of the disappearance of the dynamic amplification factor in the new traffic load standard.
- With regard to the limit state of the bolt connections, it is recommended to determine the resistance value for the bolt connection based on the procedure given in the harmonized Eurocode EN 1990:2002.
- For the soil failure limit state at the pipe's crown the revision of the design recommendations lead to a significant change within the safety level. This is primarily a result of the general verification procedure itself and the rise of the traffic loads. Further revision is therefore recommend in order to maintain the overall safety level as originally intended.
- Because of the lack of more detailed investigations and the increasing total stress in the steel culverts for higher span length and under high cover it is recommended to keep the range of application as given in the old version, which proved to give a sufficient level of safety during the last decades.

Inhalt

1	Einleitung	7
1.1	Allgemeines.....	7
1.2	Problemstellung und Zielsetzung.....	7
1.3	Vorgehensweise und Grundlagen.....	7
2	Wellstahlbauwerke und deren Tragverhalten	8
2.1	Wellstahlbauwerke.....	8
2.1.1	Begriffsdefinition und Einsatzbereiche.....	8
2.1.2	Wellung.....	8
2.1.3	Querschnitt.....	8
2.2	Tragverhalten.....	9
2.2.1	Tragwirkung.....	9
2.2.2	Traglastgrenzen.....	10
2.2.3	Durchschlagen des Bauwerksscheitels.....	11
2.2.4	Versagen der Schraubenverbindung.....	13
2.2.5	Biegebruch beim Hinterfüllen.....	13
2.2.6	Grundbruch im Scheitelbereich.....	14
2.2.7	Grundbruch im Sohlbereich.....	17
2.3	Zuordnung des Tragverhaltens zu Querschnittsformen.....	18
3	Bemessung von Wellstahlbauwerken	18
3.1	Regelwerkssituation.....	18
3.2	Sicherheitskonzept.....	18
3.2.1	Globalsicherheitskonzept.....	18
3.2.2	Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte.....	19
3.2.3	Anpassung des Sicherheitskonzepts bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken.....	20
3.3	Einwirkungen / Lastannahmen.....	20
3.3.1	Einleitung.....	20
3.3.2	Verkehrslasten nach DIN 1072:1985 (Altes Regelwerk).....	20
3.3.3	Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101:2009 (Neues Regelwerk).....	21
3.3.4	Ständige Einwirkung aus der Überdeckung.....	22
3.3.5	Scheiteldruck.....	22
3.3.6	Vergleich der Einwirkungen/ Lastannahmen.....	23
3.4	Änderungen der Bemessung.....	24
3.4.1	Einleitung.....	24
3.4.2	Anwendungsgrenze.....	24
3.4.3	Werkstoff / Streckgrenze der Stahlblechelemente.....	24
3.4.4	Durchschlagen des Bauwerksscheitels.....	25
3.4.5	Bruch der Schraubenverbindung.....	25
3.4.6	Biegebruch beim Hinterfüllen.....	26
3.4.7	Grundbruch im Scheitelbereich.....	27
3.4.8	Grundbruchnachweise im Sohlbereich.....	29
3.5	Konstruktive Änderungen.....	29
3.5.1	Mindestüberdeckung $h_{\text{ü,min}}$	29
3.5.2	Mindestblechdicke t_{min}	30
4	Vergleichende Berechnungen an Wellstahlbauwerken	30
4.1	Einleitung.....	30
4.2	Auswahl des Parameterfeldes.....	30
4.2.1	Parameter.....	30
4.2.2	Voruntersuchungen.....	30
4.2.3	Festlegung des Parameterbereichs.....	31
4.3	Vergleichsvarianten, Vergleichskenngrößen und Berechnungsannahmen.....	33
4.3.1	Vergleichsvarianten.....	33
4.3.2	Vergleichskenngröße.....	33
4.3.3	Berechnungsannahmen.....	33
4.4	Allgemeingültige Vergleichsbetrachtungen.....	34
4.4.1	Allgemein.....	34
4.4.2	Vergleich der Berechnungsvarianten „Alt“ mit „Neu“.....	35
4.4.3	Vergleich der Berechnungsvarianten „AN“ mit „Neu“.....	36
4.5	Berechnungsergebnisse.....	37
4.5.1	Allgemeines.....	37
4.5.2	Ergebnisse des Standardbeispiels.....	37
4.5.3	Einfluss der Änderung der Mindestblechdicke.....	39
4.5.4	Durchschlagen des Bauwerksscheitels.....	40
4.5.5	Bruch der Schraubenverbindung.....	41
4.5.6	Biegebruch beim Hinterfüllen.....	41
4.5.7	Grundbruch im Scheitelbereich.....	41
4.5.8	Grundbruch im Sohlbereich.....	44
4.5.9	Zusammenfassung der Vergleichsberechnungen.....	44
5	Nachweis der Schraubenverbindung	47
5.1	Einleitung.....	47
5.2	Schraubenverbindungen bei Wellstahlbauwerken.....	47
5.2.1	Schraubenbild.....	47
5.2.2	Schraubenverbindung, -garnitur und -werkstoff.....	47
5.3	Tragfähigkeit und Bemessung von Schraubenverbindungen.....	48
5.3.1	Tragfähigkeit von Schraubenverbindungen.....	48
5.3.2	Bemessung nach DIN EN 1993-1-8 (Eurocode 3 Teil 1-8).....	48
5.4	Statistische Auswerteverfahren nach DIN EN 1990.....	49

5.4.1	Allgemeines	49	7.6	Untersuchungen am Maulprofil MA8 (Standardbeispiel)	65
5.4.2	Statistische Bestimmung einer einzelnen Eigenschaft	49	7.6.1	Allgemeines	65
5.4.3	Statistische Bestimmung eines Widerstandsmodells	50	7.6.2	Berechnungsergebnisse	65
5.5	Versuchsergebnisse zur Schraubentragfähigkeit	50	7.7	Untersuchungen am flachen Maul- profil MB24	67
5.5.1	Allgemeines	50	7.7.1	Allgemeines	67
5.5.2	Versuchskörper, Versuchsaufbau und Versuchsparameter	50	7.7.2	Berechnungsergebnisse	67
5.5.3	Versuchsergebnisse	51	7.8	Untersuchungen am Unterführungs- profil UH35	69
5.6	Auswertung der Versuchsergebnisse nach altem Regelwerk	53	7.8.1	Allgemeines	69
5.7	Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1990	53	7.8.2	Berechnungsergebnisse	69
5.7.1	Allgemeines	53	7.9	Zusammenfassung der Ergebnisse	71
5.7.2	Statistische Auswertung: Bestimmung einer Einzeleigenschaft	53	8	Zusammenfassung und Ausblick.....	72
5.7.3	Statistische Auswertung: Bestimmung eines Widerstandsmodells	55	8.1	Allgemeines	72
5.8	Auswirkungen der Ergebnisse auf die Bemessung	56	8.2	Ergebnisse der Vergleichsberechnungen	72
5.9	Zusammenfassung Auswertung Schraubenversuche	57	8.3	Empfehlung für die weitere Über- arbeitung des Regelwerks	76
6	Nachweis am Schrägschnitt.....	58	8.4	Schlussbemerkung und Ausblick	77
6.1	Einleitung	58	9	Literatur.....	77
6.2	Bemessung der Schrägschnitte nach Regelwerk	58	9.1	Normen und Richtlinien	77
6.3	Nachweisverfahren in der Praxis	58	9.2	Veröffentlichungen	78
6.3.1	Allgemeines	58	10	Danksagung.....	79
6.3.2	Nachweis am Schrägschnitt nach (GLOCK, 1974)	58	Anhang 1	80	
6.3.3	Nachweis am Schrägschnitt nach (FEDER, 1984)	59	Zusammenstellung Vergleichsberechnungen	80	
6.4	Vergleich der bestehenden Nachweisverfahren	60	Anhang 2	95	
6.5	Ergebnisse	61	Berechnungsbeispiel Standardprofil MA8.....	95	
7	Stabwerksberechnungen.....	61	Schriftenverzeichnis	108	
7.1	Einleitung / Anlass	61			
7.2	Modellierung	62			
7.3	Lastannahmen und Lagerung	62			
7.3.1	Belastungen beim Hinterfüllen	62			
7.3.2	Belastungen aus Überdeckung und Verkehr	62			
7.4	Berechnungsverfahren und -optionen	63			
7.4.1	Berechnungen beim Hinterfüllen	63			
7.4.2	Stabilitätsnachweis	63			
7.5	Überprüfung des Berechnungsmodells	63			
7.5.1	Verformungen und Beanspruchungen beim Hinterfüllen	63			
7.5.2	Verzweigungslasten	64			

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Bei Wellstahlbauwerken handelt es sich um sehr wirtschaftliche und dauerhafte Ingenieurbauwerke für die Unterführung von Verkehrswegen, vgl. **Bild 1**, die sich seit Jahrzehnten in der Anwendung bewährt haben. Hierbei werden wellprofilerte biege-weiche Stahlrohre in den Boden eingebettet und als Unterführungsbauwerke oder Durchlässe für typische Straßenverkehrswege benutzt. Die Lastabtragung der eingebetteten biegeweichen Stahlrohre basiert auf einer Interaktion der Rohrschale mit dem umgebenden Boden und erfolgt deshalb hauptsächlich in Ringrichtung.

Die Bemessung von Wellstahlbauwerken erfolgt in Deutschland derzeit gemäß den Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 20/1997 und Nr. 12/1998. Die darin aufgeführten Bemessungsregeln stammen aus den 70iger Jahren und basieren auf der Veröffentlichung (KLÖPPEL & GLOCK, 1970). Diese, in den ARS vorgenommene Aufbereitung der in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) dokumentierten Untersuchungen erlauben eine einfache Bemessung und Anwendung der Bauweise auch von Firmen und Tragwerksplanern, die über keine Spezialkenntnisse im Bereich der Bodenmechanik und der Schalentrage theorie verfügen. Die Bemessungshilfen beruhen jedoch auf experimentellen und theoretischen Untersuchungen aus den 70iger Jahren unter Anwendung des damals noch üblichen Globalsicherheitskonzepts sowohl für die Nachweisführung im Stahlbau als auch im Grundbau und genügen nicht mehr den Anforderungen der neuen europäischen Normengenerationen deren Sicherheitsphilosophie auf dem Teilsicherheitskonzept beruht.

Im Zuge der nationalen Einführung der europäischen Bemessungsnormen (Eurocodes) im Straßenbau in Form der DIN-Fachberichte werden derzeit auch die bestehenden Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke überarbeitet und sollen zukünftig in die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4 aufgenommen werden. Die Überarbeitung der Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke wird daher seit dem Jahr 2007 durch die Arbeitsgruppe BAST-AG 2.1.1 „Wellstahlbauwerke“ vorgenommen. Neben allgemeinen Änderungen und Anpassungen der Einwirkungen wird im Rahmen der Überarbeitung hinsichtlich der Bemessung hauptsächlich die Umstellung der Nachweise vom Globalsicherheitskonzept auf das Teilsicherheitskonzept vollzogen.



Bild 1. Typisches Wellstahlbauwerk als Verkehrswegunterführung

1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Durch die Überarbeitung der bestehenden Richtlinien für Wellstahlbauwerke durch die BAST-AG 2.1.1 werden im Hinblick auf die Bemessung von Wellstahlbauwerken wesentliche Änderungen herbeigeführt, die eine genauere Betrachtung und ggf. Anpassung der Bemessungsrichtlinien erfordern. Ziel der Untersuchungen ist es daher, durch vergleichende Betrachtungen und Berechnungen die Anwendung der neuen Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke zu erproben sowie das dabei vorliegende Sicherheitsniveau im Vergleich zu den bisher bestehenden Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke festzustellen, dabei auftretende Fragen bezüglich der Anwendung der neuen Regeln zu klären und auf Grundlage dieser Untersuchungen Vorschläge auszuarbeiten, um bei weitestgehend gleichbleibendem Sicherheitsniveau im Rahmen der neuen Bemessungsrichtlinien auch zukünftig wirtschaftliche Wellstahlbauwerke bemessen und bauen zu können.

Das durchgeführte Forschungsvorhaben wurde vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), beauftragt.

1.3 Vorgehensweise und Grundlagen

Zur Beurteilung und Darstellung der Veränderungen durch die Anpassung der neuen Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke wird zunächst in Kapitel 2 das allgemeine Tragverhalten von biegeweichen in den Boden eingebetteten Wellstahlrohre aufgezeigt. In Kapitel 3 werden die beste-

henden und zukünftigen Bemessungsrichtlinien gegenübergestellt und verglichen. Im Anschluss daran werden in Kapitel 4 für ein festgelegtes Parameterfeld aus 59 unterschiedlichen Wellstahlbauwerken allgemeine Vergleichsberechnungen durchgeführt sowie deren Ergebnisse und Ursachen dargelegt. Daran anschließend werden in den Kapiteln 5 – 6 zu speziellen Themen: Schraubenverbindungen und Schrägschnitte weitere Sonderbetrachtungen vorgenommen. In Kapitel 7 werden schließlich an Hand von einfachen Stabwerksberechnungen ergänzende Untersuchungen zur allgemeinen Beanspruchungssituation von Wellstahlbauwerken sowie zur Stabilität durchgeführt. Kapitel 8 fasst die Ergebnisse zusammen und schließt mit einem Ausblick.

Im Anhang 1 zum Bericht sind die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen des Kapitels 4 im Detail zusammengestellt. Im Anhang 2 zum Bericht sind exemplarisch für ein konkretes Anwendungsbeispiel die einzelnen Nachweise bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken gemäß den bestehenden Richtlinien und zukünftigen Richtlinien aufgezeigt.

Sämtliche im Rahmen dieses Berichts durchgeführten Berechnungen und Untersuchungen basieren auf nachfolgenden Regelwerken:

- Altes Regelwerk:
ARS 20/97, ARS 12/98 und (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)
- Neues Regelwerk:
Entwurf ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4 vom 04.11.2009 inklusive Entwurf Anhang A zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 ausgearbeitet von der BAST-AG 2.1.1

Alle in diesem Bericht gewählten Begriffsbestimmungen und Bezeichnungen orientieren sich am neuen Regelwerk.

2 Wellstahlbauwerke und deren Tragverhalten

2.1 Wellstahlbauwerke

2.1.1 Begriffsdefinition und Einsatzbereiche

Wellstahlbauwerke sind biegeeweiche, stählerne in den Boden eingebettete Bauwerke. Sie werden aus gewellten und korrosionsgeschützten Stahlblechelementen auf der Baustelle zu verschiedenen Querschnittsprofilen in Längs- und Umfangsrichtung verschraubt und danach in verdichtungsfähigen Boden eingebettet.

Wellstahlbauwerke werden hauptsächlich im Straßen-, Brücken-, und Wasserbau für die Unterführung von Fußgängerwegen, Bächen, Flüssen oder Wilddurchlässen eingesetzt.

2.1.2 Wellung

Die Herstellung der einzelnen Stahlblechelemente erfolgt im Werk durch Kaltumformung ebener Stahlbleche in die in **Bild 2** dargestellte Standard-Wellung 200x55 mit einer Wellenlänge von 200 mm, einem Stich von 55 mm und einem inneren Biegeradius von 53 mm. Als Werkstoffe kommen in aller Regel unlegierte Baustähle der Stahlsorte S235JR gemäß DIN EN 10025 zur Anwendung. Die Blechdicke variiert im Bereich von $t = 2,75 \text{ mm} - 7,0 \text{ mm}$. In Einzelfällen ist auch eine maximale Blechdicke von $t = 8 \text{ mm}$ möglich. **Tab. 1** enthält für eine Auswahl von typischen Blechdicken eine Zusammenstellung der maßgebenden statischen Querschnittskennwerte.

2.1.3 Querschnitt

Bei Wellstahlbauwerken unterscheidet man je nach Anwendungs- und Einsatzgebiet nachfolgende fünf Querschnitte, vgl. auch **Bild 3**:

- Kreisprofil
- Maulprofil
- Unterführungsprofil
- Ellipsenprofil und
- Bogenprofil.

Die wesentlichen Kenngrößen für den praktischen Einsatz sind die Spannweite s und die Höhe h . Bei den Maul- und Unterführungsprofilen wird im Allgemeinen noch zwischen einer flachen und einer hohen Querschnittsform unterschieden.

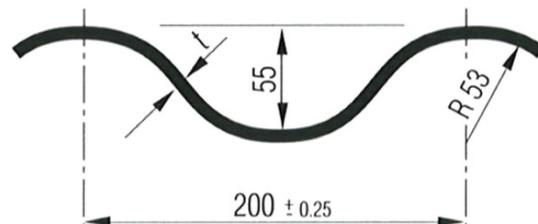


Bild 2. Querschnittsprofil der Standard-Wellung 200 x 55

Blechdicke t [mm]	Querschnittsfläche A [cm ² /m]	Trägheitsmoment I [cm ⁴ /m]	Widerstandsmoment W [cm ³ /m]	Biegesteifigkeit EI [kNm ² /m]
2,75	32,48	124,14	43,05	260,69
3,25	38,40	147,10	50,54	308,91
4,00	47,29	181,89	61,66	381,91
4,75	56,18	217,08	72,66	455,97
5,50	65,09	252,68	83,53	530,63
6,25	74,00	288,69	94,28	606,25
7,00	82,93	325,10	104,90	682,71
8,00	94,72	368,72	117,05	774,40

Tab. 1. Statische Kenngrößen der Standard-Wellung 200 x 55 für Wellstahlbauwerke

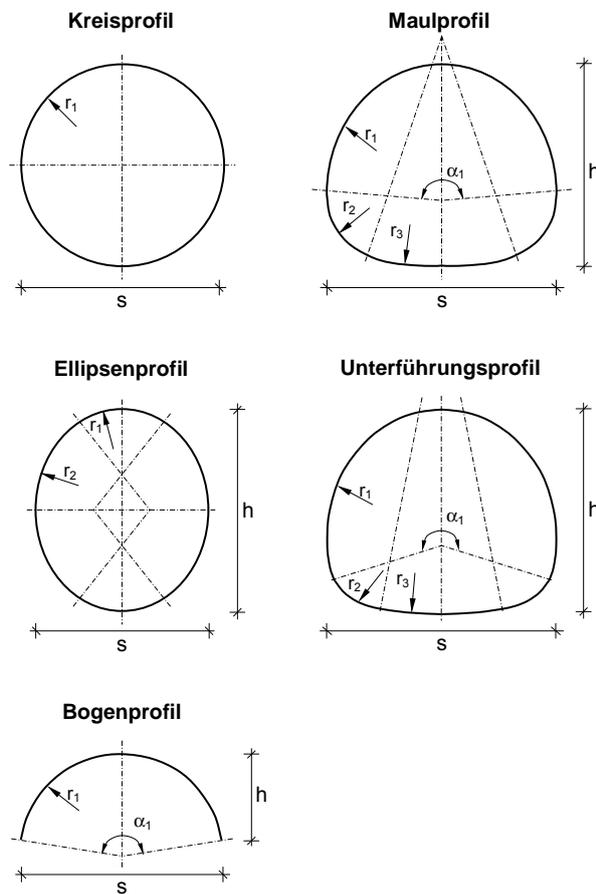


Bild 3. Typische Querschnitte von Wellstahlbauwerken

2.2 Tragverhalten

2.2.1 Tragwirkung

Umfangreiche Untersuchungen zum Tragverhalten von Wellstahlbauwerken sind u.a. in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970), (WINDELS, 1966), (GLOCK, 1971), (FEDER, 1984) (SCHWINN, 1967), (FEDER, 1971), (KIENBERGER, 1975) und (SATT-

LER, 1984) dokumentiert. Nachfolgend wird das grundlegende Tragverhalten kurz zusammengefasst.

Die Lastabtragung eines in den Boden eingebetteten Rohres erfolgt hauptsächlich in Ringrichtung. Durch die Wellung der Rohrwandung wird diese Eigenschaft noch verstärkt. Die Lastabtragung in Rohrlängsrichtung kann deshalb im Allgemeinen vernachlässigt werden. Es reicht daher i.d.R. aus, das Rohr als in den Boden eingebetteten Ringstreifen zu betrachten.

Nach der Montage, d.h. dem Verschrauben der einzelnen Fertigteilelemente zum Wellstahlrohr erfolgt das lagenweise Einbringen und Verdichten des Rohres mit dem Hinterfüllmaterial. Beim Hinterfüllen müssen die in diesem Lastzustand im Wesentlichen horizontal wirkenden Erd drücke über den nur geringen Biege widerstand des Rohres abgetragen werden. Bereits in diesem Stadium entstehen dadurch große Biegemomente in der Rohrschale sowie große Verformungen. Bild 4 zeigt beispielhaft die Gesamtverformung und Gesamtbelastung eines bis zum Scheitel hinterfüllten Maulprofils.

Nachdem das Rohr vollständig in den Boden eingebettet ist, kann die für diese Bauweise typische Lastabtragung erfolgen. Die geringe Biegesteifigkeit, die das Rohr ohne maßgebenden Boden als Tragwerk für die vertikale Belastung ungeeignet erscheinen lässt, ist für das Zusammenwirken des eingebetteten Rohres mit dem umgebenden Boden von großer Bedeutung. Die unter vertikaler Auflast entstehenden Radialverschiebungen sind im Scheitelpbereich nach innen, und an den Seiten sowie am Sohlbereich nach außen gerichtet. Der

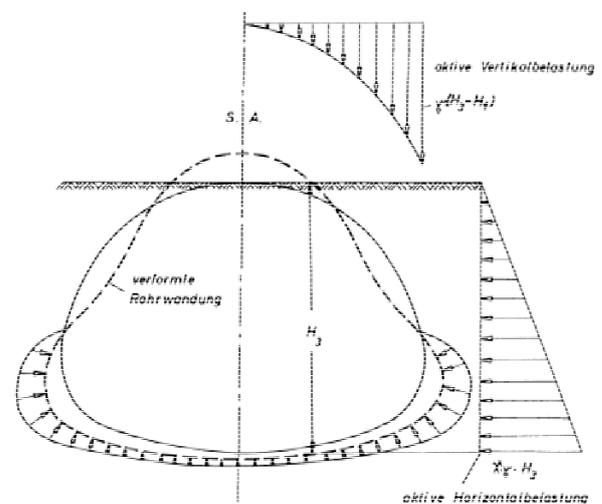


Bild 4. Verformungen, Belastung und Erdreaktionsdrücke eines bis zum Scheitel hinterfüllten Maulprofils gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

über dem Rohrscheitel liegende Boden folgt dem nachgiebigen Scheitel. Die dadurch ausgelösten Bodenbewegungen wecken Reibungskräfte im Bodenmaterial, die den Rohrscheitel entlasten, während sie den Boden neben dem Rohr zusätzlich belasten.

Besitzt das, die Rohrwandung umgebende Bodenmaterial elastische Eigenschaften, gekennzeichnet z.B. durch die Bettungszahl k , dann erzeugen die nach außen gerichteten Radialverschiebungen des Rohres Erdreaktionsdrücke – auch als passive Erddrücke bezeichnet –, deren Größe proportional zu diesen Radialverschiebungen ist. Die bei der Verformung entstehenden tangentialen nach unten gerichteten Verschiebungen der Rohrwandung lassen bei Vorhandensein eines Reibungskoeffizienten zwischen Rohr und Boden Tangentialdrücke entstehen, die diesen Verschiebungen entgegenwirken und zur Folge haben, dass die Normalkraft in der Rohrwandung zur Sohle hin abnimmt.

Im Gegensatz zum biegesteifen Rohr besitzt das biegeeweiche, in den Boden eingebettete Rohr die Eigenschaft sich unter der Belastung soweit zu verformen, bis sich am Rohrumfang aus aktiver Belastung und den durch die Verformung entstehenden Erdreaktionsdrücken (passiver Erddruck) angenähert eine Stützlinienbelastung ausbildet, vgl. **Bild 5**. Als Maß dafür, inwieweit die sich ausbildende Belastung einer Stützlinienbelastung gleichkommt, kann nachfolgendes Steifigkeitsverhältnis α angesehen werden:

$$\alpha = \frac{EI}{k \cdot r_1^4} \quad [-] \quad (1)$$

mit

EI Biegesteifigkeit der Rohrwandung in $[\text{kNm}^2/\text{m}]$

k elastischer Bettungsmodul des Bodenmaterials in $[\text{kN}/\text{m}^3]$, der aus dem Steifemodul E_S $[\text{kN}/\text{m}^2]$ des Bodens wie folgt ermittelt werden kann: $k = 0,5 \cdot (E_S/r_1)$

r_1 Scheitelradius in $[\text{m}]$

Ist das dimensionslose Steifigkeitsverhältnis α sehr groß ($\alpha \geq 0,05$), dann wird die Rohrverformung im Wesentlichen durch die Biegesteifigkeit bestimmt und die Ausbildung von Erdreaktionsdrücken in Richtung der Stützlinienbelastung des Rohres wird durch die Biegesteifigkeit behindert. Dieser Fall liegt bei biegesteifen Rohren vor. Ist hingegen das dimensionslose Verhältnis α sehr klein ($\alpha \leq 0,0001$), dann verliert die Biegesteifigkeit des Stahlrohres an Bedeutung, die Rohrverformung ist primär vom Bettungsmodul abhängig und die am

Rohrumfang wirkende Belastung kommt einer Stützlinienbelastung sehr nahe. Im Grenzfall kann dann die elastisch gebettete Rohrwandung durch eine elastisch gestützte Gelenkkette ersetzt werden.

Das in den Boden eingebettete, biegeeweiche Rohr stellt also ein statisches System dar, bei dem ein Übergang vom M-N-System zum N-System möglich ist, ohne dass hierbei durch den Verlust der Biegesteifigkeit die Lastabtragung unmöglich gemacht wird. Die bei der Rohrverformung entstehenden Biegespannungen können deshalb theoretisch als Zwängungsspannungen betrachtet werden. Treten an einigen Stellen der Rohrwandung infolge großer Biegemomente Fließgelenke auf, dann ist die kontinuierlich gebettete Rohrwandung bei Bettungsverhältnissen, wie sie bei ausreichend verdichtetem Bodenmaterial vorliegen, auch weiterhin in der Lage, Normalkräfte zu übertragen, da der Abstand der Fließgelenke nicht unendlich klein ist. Die Größe der unter Belastung auftretenden Biegespannungen stellt also kein Maß für die Tragfähigkeit der eingebetteten biegeweichen Rohrkonstruktionen dar. Eine Dimensionierung der Rohre, die auf einer Spannungsberechnung nach Theorie II. Ordnung aufbaut, kann daher der Tragfähigkeit dieser Rohre nicht gerecht werden.

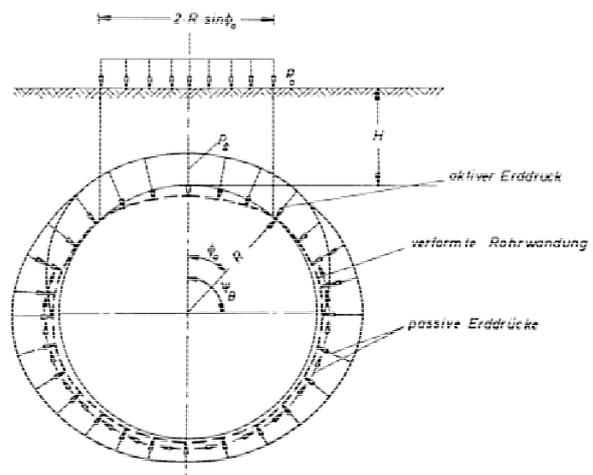


Bild 5. Druckverteilung am Umfang eines biegeweichen Rohres gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

2.2.2 Traglastgrenzen

Das biegeeweiche Rohr erhält seine hohe Tragfähigkeit durch das Zusammenwirken der Rohrschale mit dem umgebenden Boden. Die Tragfähigkeit dieses Verbundsystems Wellstahlrohr–Boden ist daher durch mögliche Versagensmechanismen beider Tragelemente gekennzeichnet. Bei biegeweichen in den Boden eingebetteten Wellstahlroh-

ren werden daher im Allgemeinen nachfolgende Traglastgrenzen unterschieden:

1. Traglastgrenze des Wellstahlrohres
 - Durchschlagen des Bauwerksscheitels
 - Bruch der Schraubenverbindung
 - Biegebruch beim Hinterfüllen
2. Traglastgrenze des umgebenden Bodens
 - Grundbruch im Scheitelbereich
 - Grundbruch im Sohlbereich

Im Folgenden werden diese Traglastgrenzen in Anlehnung an (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und (GLOCK, 1976) aufgezeigt.

2.2.3 Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Bei hohen Überdeckungen treten große Normalkräfte in der Rohrwandung auf, was zu einer Stabilitätsgefahr in Form eines möglichen Durchschlagens des Rohrscheitels führt. Die Stabilitätsgrenze ist einerseits dadurch gekennzeichnet, dass bei hoher Scheitelbelastung die Scheitelsenkung einen kritischen Wert annimmt, der zum einwelligen Durchschlagen führt, vgl. **Bild 5**, andererseits besteht die Möglichkeit des mehrwelligen Durchschlagens, das eher einem Beulen der Rohrwandung gleichkommt. Beide Instabilitätsformen treten miteinander gekoppelt auf und müssen daher zusammen betrachtet werden.

Für die Ermittlung der Durchschlaglasten wählen (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) als aktive Belastung eine vom Scheitel zu den Seiten hin abnehmende cosinusförmige Radialbelastung, deren Ausbreitungsbereich bei hohen Überdeckungen durch den Winkel $\psi_B = 2,36$ (135°), vgl. **Bild 6**, und bei geringen Überdeckungen im Hinblick auf die Wirkung von Verkehrslasten mit $\psi_B = 1,57$ (90°) festgelegt wurde. Hinsichtlich der Rohrbettung werden zwei Bettungsbereiche unterschieden: ein unterer Bereich mit nach außen gerichteten Rohrverschiebungen und ein oberer Bereich mit nach innen gerichteten Verschiebungen. Weiterhin wird die Rohrverformung des oberen Bereichs aufgeteilt in bettungsunwirksame (einwellige Sinusfunktion) und bettungswirksame (mehrwellige Sinusfunktion) Rohrverformungen.

Bei der statischen Modellbildung und Systemberechnung wurde der durchschlaggefährdete obere Rohrbereich in den Verformungsnullpunkten der Radialverschiebung von dem unteren getrennt und gesondert betrachtet, vgl. **Bild 7**. Die Wirkung des unteren Bereiches wurde durch Ersatzfedern berücksichtigt. Die Durchschlagsuntersuchungen re-

duzierten sich somit auf die Berechnung eines entlang der Bogenlinie elastisch gebetteten und in den Auflagern elastisch gelagerten Bogensystems. Als Ergebnis dieser Stabilitätsberechnungen ist in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) die Durchschlaglast $p_{SD,k}$ in grafischer Form angegeben, vgl. **Bild 8**. Entsprechend der Tragwirkung werden die Durchschlaglasten in Abhängigkeit des Steifigkeitsparameters $\alpha = (EI/k \cdot r_1^4)$ und des Lastausbreitungsparameters ψ_B getrennt für Kreis- und Maulprofile angegeben.

$$\frac{p_{SD,k}}{k \cdot r_1} = f \left(\frac{EI}{k \cdot r_1^4} \right) \quad [-] \quad (2)$$

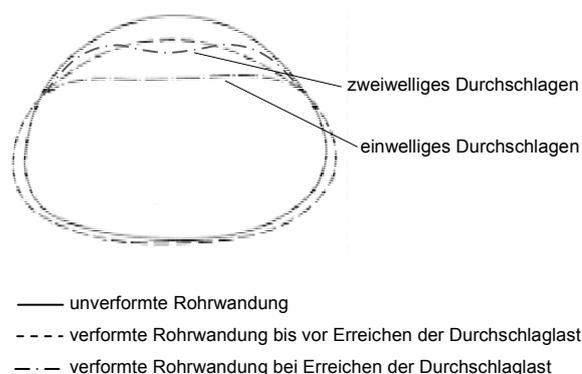


Bild 6. Instabilitätsformen beim Durchschlagen des Bauwerksscheitels gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

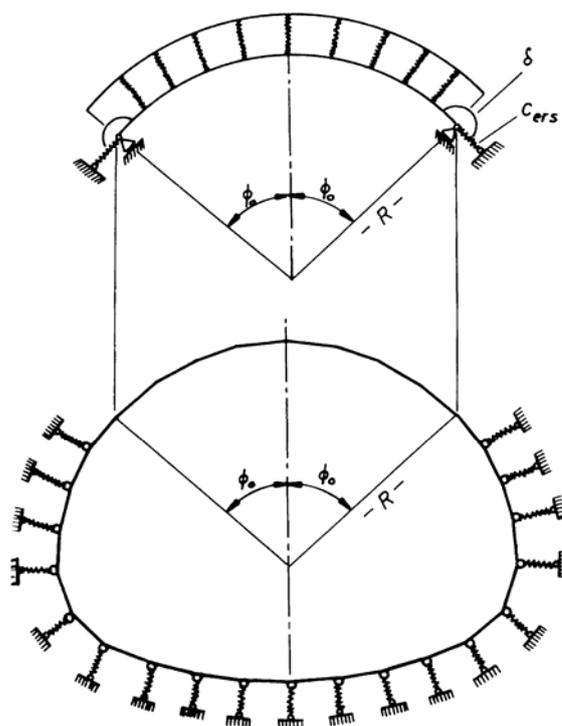


Bild 7. Statisches System der Durchschlagberechnungen gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

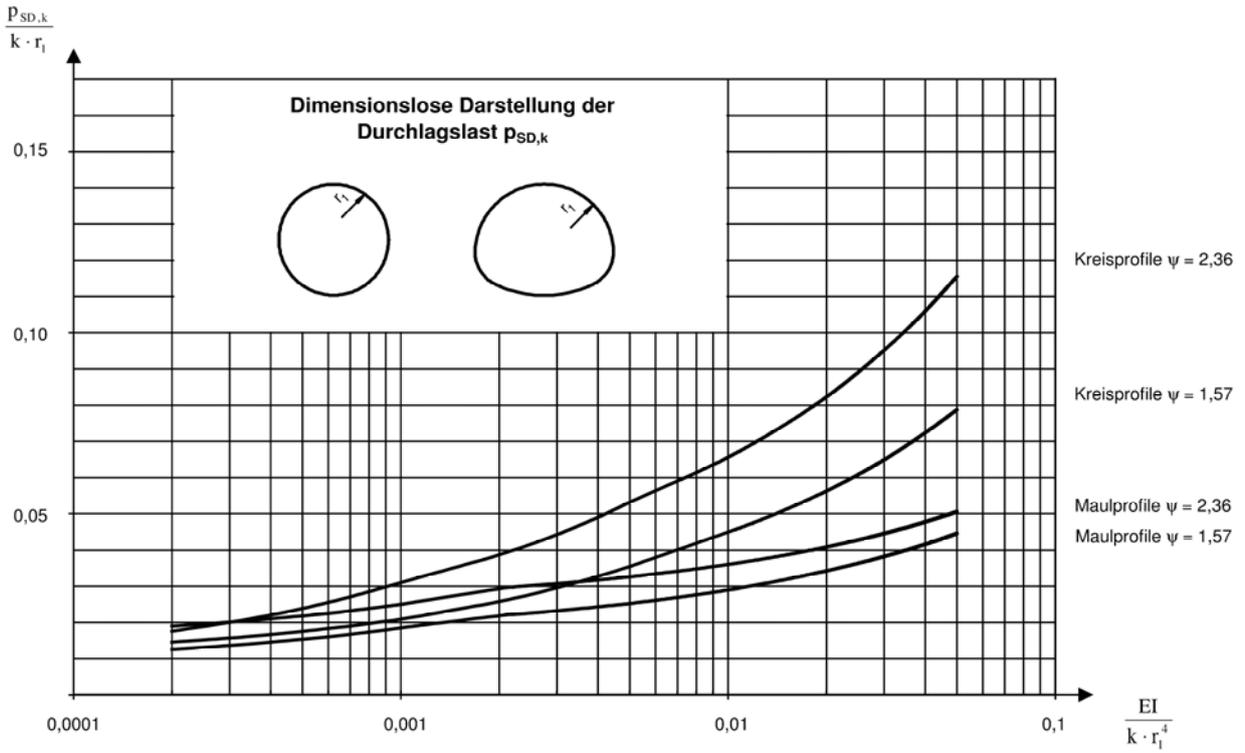


Bild 8. Durchschlagslasten $p_{SD,k}$ für Kreis- und Maulprofile gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und Anhang A gemäß (ZTV-ING Teil 9-4, 2009)

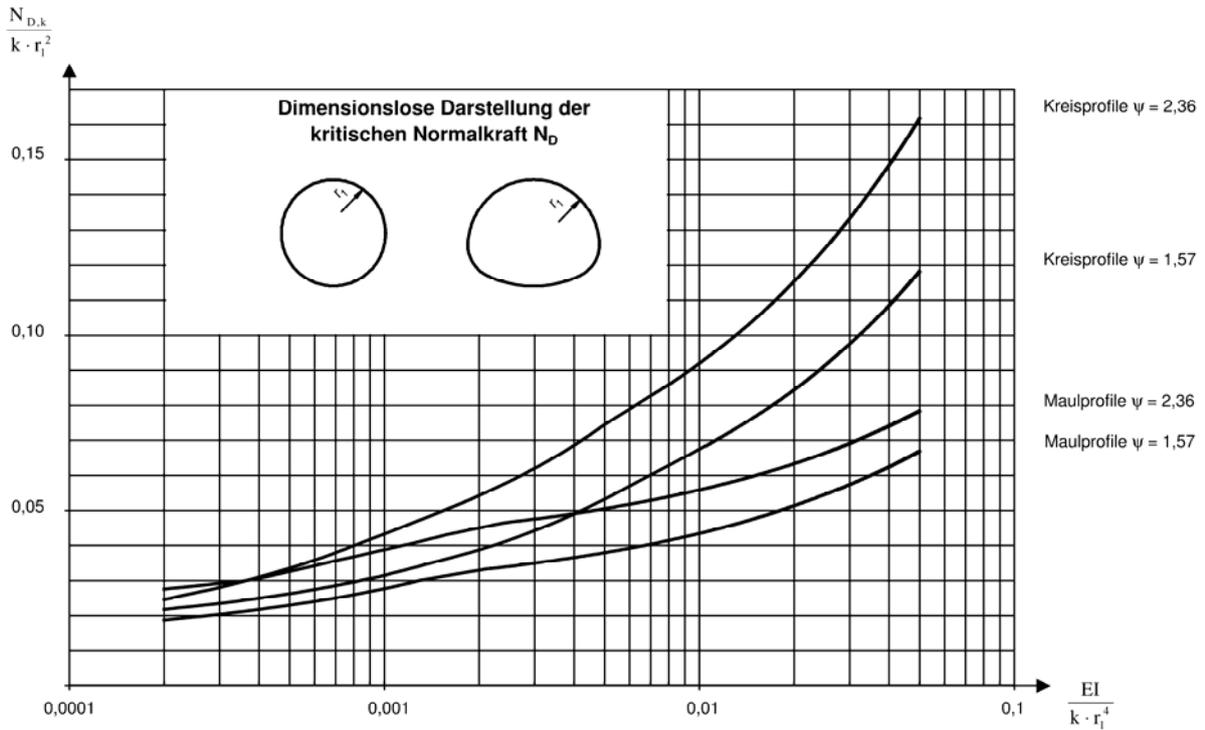


Bild 9. Kritische Normalkräfte $N_{D,k}$ für den Nachweis der Schraubenverbindung bei Kreis- und Maulprofilen gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und Anhang A gemäß (ZTV-ING Teil 9-4, 2009)

2.2.4 Versagen der Schraubenverbindung

Neben dem Durchschlagen des Bauwerksscheitels ist beim Stahlrohr auch ein Versagen durch Bruch der Schraubenverbindung möglich.

Die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung wurde von unterschiedlichen Herstellern in Form von experimentellen Untersuchungen ermittelt und ist in Traglasttabellen in Abhängigkeit der Blechdicke t und der Anzahl der Schrauben n_S angegeben, vgl. auch Abschnitt 5.

Für die Bemessung der Schraubenverbindung wird als maßgebende Einwirkung die kritische Normalkraft $N_{D,k}$ kurz vor dem Durchschlagen des Bauwerksscheitels angenommen. Diese kritische Normalkraft ist in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) ebenfalls in grafischer Form, vgl. **Bild 9**, und in Abhängigkeit des Steifigkeitsparameters $\alpha = (EI/k \cdot r_1^4)$ angegeben.

$$\frac{N_{D,k}}{k \cdot r_1^2} = f \left(\frac{EI}{k \cdot r_1^4} \right) \quad [-] \quad (3)$$

2.2.5 Biegebruch beim Hinterfüllen

Während sich die vorab genannten Traglastgrenzen auf das vollkommen eingebettete Rohr beziehen, stellt der mögliche Biegebruch beim Hinterfüllen eine temporäre Traglastgrenze während des Bauzustandes dar.

Beim lagenweisen Hinterfüllen muss das Rohr in der Lage sein, die primär horizontal wirkenden Erddrucklasten über den geringen Biege Widerstand abzutragen. **Bild 10** zeigt die beim Hinterfüllen auf das Rohr wirkenden Teilbelastungen inklusive den zugehörigen Bettungsbereichen in Anlehnung an die statische Modellierung nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970). Bedingt durch das lagenweise Einbringen und Verdichten der Hinterfüllung ändert sich in den Bereichen wo die Rohrwandung nach außen gedrückt wird und sich gegen das vorhandene Erdreich abstützt die Größe der elastischen Bettung. Da die Größe mit der Hinterfüllungshöhe variiert, liegt ein statisches System mit veränderlichen Randbedingungen vor. Die endgültige maximale Beanspruchung beim Hinterfüllen ergibt sich dann durch entsprechende Aufsummierung der Ergebnisse der einzelnen Teilsystembetrachtungen.

Bild 11 zeigt exemplarisch für ein Maulprofil mit einem Scheitelradius von $r_1 = 3$ m die Biege- und Normalkraftbeanspruchung sowie die Bettungskräfte für drei unterschiedliche Anschütt-niveaus ($H = 1,74$ m, $3,61$ m und $4,47$ m). Das maximale Biegemoment tritt unmittelbar im Scheitelbereich auf und beträgt im vorliegenden Fall $M_{16} = 14,7$ kNm/m. Die maximale Normalkraft im Sohlbereich ergibt sich zu $N = 88,2$ kN/m. Beim Hinterfüllen kommt es zu einer Scheitelhebung von $9,5$ cm.

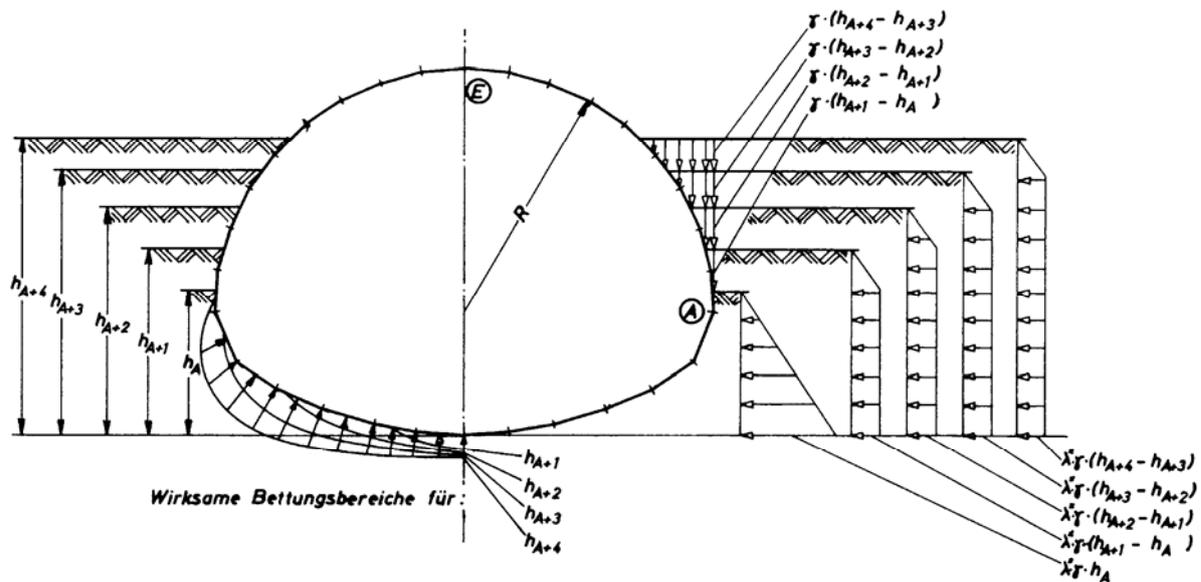


Bild 10. Beim Hinterfüllen wirkende Teilbelastungen mit den zugehörigen wirksamen Bettungsbereichen gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

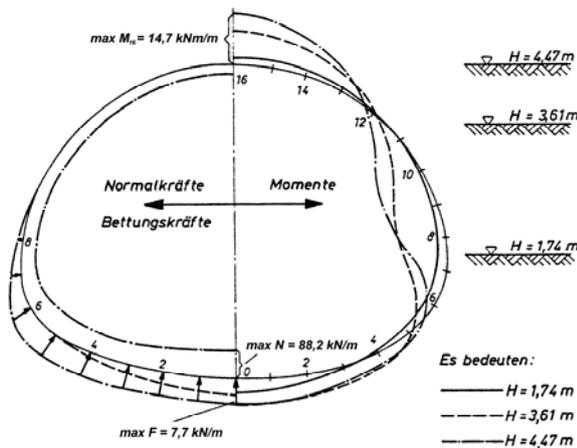


Bild 11. Beanspruchungen beim Hinterfüllen am Beispiel eines Maulprofils mit $r_1 = 3\text{ m}$, $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$, $K = 0,5$, $k = 3.333\text{ kN/m}^3$ und $EI = 574\text{ kNm}^2/\text{m}$ gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

In (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) durchgeführte Parameteruntersuchungen an unterschiedlichen Querschnittsformen und unter Variation einzelner Bodenkennwerte haben ergeben, dass für die Bemessung der Wellstahlrohre für Beanspruchungen beim Hinterfüllen bei einem Erddruckbeiwert von $K = 0,5$ nachfolgende maximale Biegemomente zugrunde gelegt werden können:

$$\max|M| = f_M \cdot r_1^3 \quad [\text{kNm/m}] \quad (4)$$

mit

$f_M = 1,60\text{ [kNm/m}^4\text{]}$, Momentenfaktor für Kreisprofile

$f_M = 0,55\text{ [kNm/m}^4\text{]}$, Momentenfaktor für Maulprofile

r_1 Scheitelradius in [m]

Ausgehend von der in Gleichung (4) ermittelten maximalen Biegebeanspruchung beim Hinterfüllen erfolgt die Bemessung in Form eines Spannungsnachweises unter Zugrundelegung elastischer Querschnittswerte, d.h. des elastischen Widerstandsmomentes W , vgl. **Tab. 1**. Da es sich beim Biegebruch beim Hinterfüllen lediglich um ein Tragfähigkeitskriterium im Bauzustand handelt, besteht prinzipiell die Möglichkeit, die Beanspruchungen und Verformungen beim Hinterfüllen planmäßig zu reduzieren. Unter anderem besteht z.B. die Möglichkeit die Seiten der Rohrwandung in horizontaler Richtung gegenseitig abzustützen oder Scheitelhebungen durch Auflast zu reduzieren, vgl. **Bild 12**. Die Erfordernis derartiger Maßnahmen ist von der Spannweite und der Querschnittsform abhängig und wird im Allgemeinen bei größeren Spannweiten und höheren Querschnittsformen notwendig.

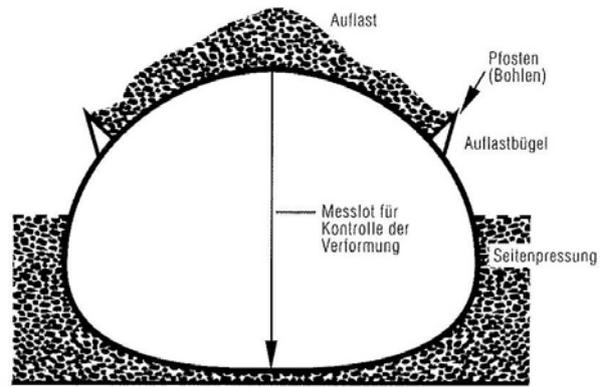


Bild 12. Kompensierung der Scheitelhebungen beim Hinterfüllen durch Auflast, Quelle: Voestalpine Krems Finaltechnik GmbH

2.2.6 Grundbruch im Scheitelbereich

Bei Wellstahlbauwerken mit geringer Überdeckung besteht grundsätzlich die Gefahr eines möglichen Grundbruchs im Scheitelbereich, vgl. **Bild 13**. Dieser Bruch ist dadurch gekennzeichnet, dass nach Erschöpfen des seitlichen Erdwiderstandes und nach Erschöpfen des Biege widerstandes der Rohrwandung der seitliche Boden unter Bildung von Gleitfugen ausbricht und das Rohr einstürzt. Bei symmetrischer Belastung bilden sich insgesamt 3 Bruchkörper: zwei seitliche Bruchkörper ② die nach oben ausweichen, und ein mittlerer Bruchkörper ① der sich nach unten verschiebt.

Weitere Untersuchungen zeigten aber, dass außermittig wirkende Oberflächenlasten ungünstigere Werte ergeben, weshalb bei der Bemessung grundsätzlich eine halbseitige Belastung über dem Bauwerksscheitel angenommen wird.

Bei der außermittigen Belastung kann der Boden nur dann ausbrechen, wenn nach Erreichen des Erdwiderstandes auch die durch den Biege widerstand des Rohres gegebene Lastreserve verbraucht ist, vgl. **Bild 14**. Nach Erschöpfen des Erdwiderstandes wird bei außermittiger Belastung

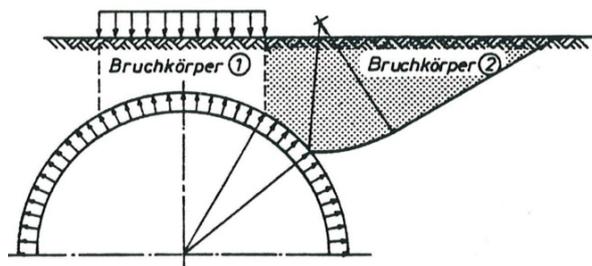


Bild 13. Grundbruchfiguren bei symmetrischer Belastung gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

der obere Rohrbereich als eingespannter Bogen unter halbseitiger Belastung betrachtet, dessen Tragfähigkeit mit der Bildung eines Fließgelenkes in Punkt 2 erreicht ist. In einem weiteren Schritt wurde daher dieser zusätzliche Traglastanteil $\Delta p_{o,k}$ unter Berücksichtigung der Vorbeanspruchung aus der Hinterfüllung ermittelt. Die gesamte Grundbruchlast $p_{otr,k}$ im Scheitelbereich lässt sich somit gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) entsprechend nachfolgender Gleichung (5) ermitteln, wobei die einzelnen Traglastkomponenten wiederum in grafischer Form und in Abhängigkeit vom Scheitelradius r_1 , der Überdeckung $h_{\bar{u}}$ und dem Reibungswinkel des Bodens φ'_k dargestellt sind, vgl. **Bild 15** und **Bild 16**.

$$p_{otr,k} = p_{ogr,k} + \Delta p_{o,k} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5)$$

mit

$p_{ogr,k}$ Grundbruchwiderstand des Bodens in $[\text{kN/m}^2]$

$\Delta p_{o,k}$ zusätzlicher Biegeanteil des Wellstahlrohres in $[\text{kN/m}^2]$

Der zusätzliche Biegeanteil $\Delta p_{o,k}$ des Wellstahlprofils beim Grundbruchnachweis im Scheitel lässt sich gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) durch die beiden Traganteile Δp_1 und Δp_2 infolge Fließens im Punkt 1 und Punkt 2, vgl. **Bild 14**, durch nachfolgende Gleichungen (6) bis (8) berechnen.

$$\Delta p_{o,k} = \Delta p_1 + \Delta p_2 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6)$$

mit

$$\Delta p_1 = \frac{f_{yk} \cdot W + \alpha_{1M} \cdot r_1^3}{\beta_{1M} \cdot r_1^2 + \beta_{1N} \cdot r_1} \cdot \frac{W}{A} \quad (7)$$

$$\Delta p_2 = \frac{f_{yk} \cdot W - \alpha_{2M} \cdot r_1^3 - \beta_{2M} \cdot \Delta p_1 \cdot r_1^2 - \beta_{2N} \cdot r_1 \cdot \Delta p_1}{\gamma_{2M} \cdot r_1^2 + \gamma_{2N} \cdot r_1} \cdot \frac{W}{A} \quad (8)$$

mit

f_{yk} Streckgrenze des Wellstahlprofils in $[\text{kN/cm}^2]$

W elastisches Widerstandmoment des Wellstahlprofils in $[\text{cm}^3/\text{m}]$

A Querschnittsfläche des Wellstahlprofils in $[\text{cm}^2/\text{m}]$

α_{1M} Momentenfaktor für den Punkt 1: 0,07 für Kreisprofile und -0,2 für Maulprofile, jeweils in $[\text{kN/m}^3]$

α_{2M} Momentenfaktor für den Punkt 2: 1,15 für Kreisprofile und 0,35 für Maulprofile, jeweils in $[\text{kN/m}^3]$

β_{1N} 0,4595 in [-]

β_{2N} 0,522 in [-]

β_{1M} 0,0405 in [-]

β_{2M} 0,022 in [-]

γ_{2M} 0,041 in [-]

γ_{2N} 0,541 in [-]

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass die Darstellung des Momentenfaktors α_{1M} für Maulprofile und des Faktors γ_{2M} in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) einem Fehler unterliegt. Die oben angegebenen Werte sind entsprechend korrigiert.

Aufgrund der geringen Grundbruchgefahr bei hohen Überdeckungen ist in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) der Grundbruchwiderstand $p_{ogr,k}$ in allgemeiner Form nur bis zu einem Verhältnis $h_{\bar{u}} \leq \frac{1}{2} \cdot r_1$ angegeben, vgl. **Bild 15**. Für größere Überdeckungen lassen sich damit keine Kennwerte für den Grundbruchwiderstand $p_{ogr,k}$ aus der grafischen Diagrammdarstellung mehr ermitteln. Aus den Untersuchungen von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) ist jedoch bekannt, dass der Grundbruchwiderstand in Abhängigkeit der Überdeckung exponentiell ansteigt, vgl. **Bild 17**. Aus diesem Grund wird, für die in Kapitel 4 durchgeführten Vergleichsberechnungen, bei hohen Überdeckungen von $h_{\bar{u}} > \frac{1}{2} \cdot r_1$ eine lineare Interpolation ausgehend von den in den Diagrammen von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) aufgeführten Stützstellen von $h_{\bar{u}} = \frac{1}{4} \cdot r_1$ und $h_{\bar{u}} = \frac{1}{2} \cdot r_1$, für die Ermittlung des Grundbruchwiderstandes verwendet, vgl. **Bild 17**. Dieses Vorgehen liegt für hohe Überdeckungen auf der sicheren Seite.

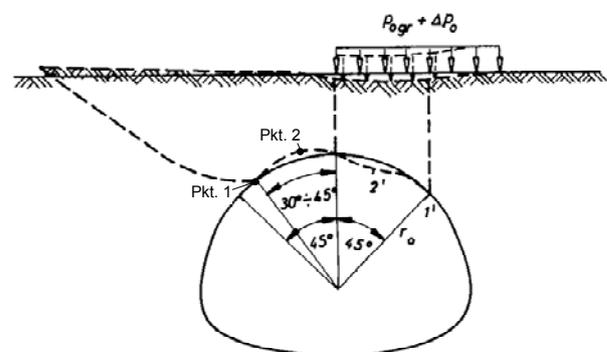


Bild 14. Grundbruch und Rohrverformung nach Erschöpfung des seitlichen Erdwiderstandes bei halbseitiger Belastung gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

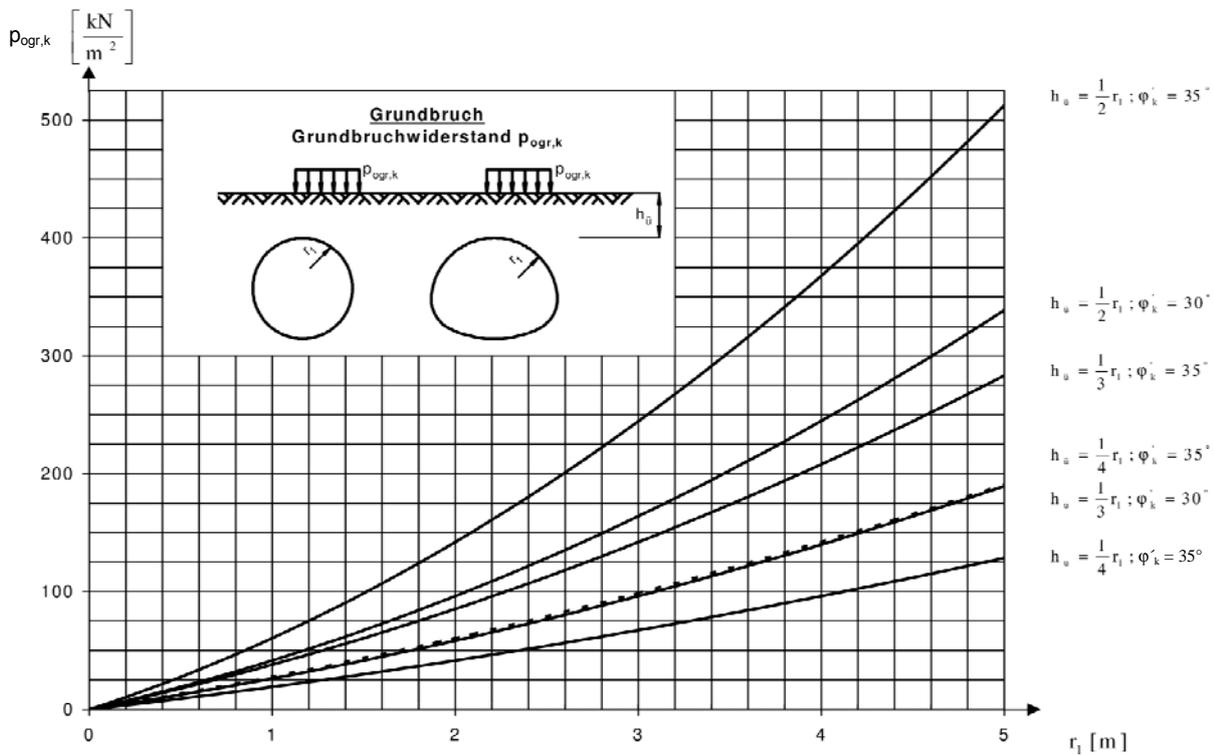


Bild 15. Grundbruchwiderstand $p_{ogr,k}$ des Bodens im Scheitelbereich bei halbseitiger Belastung gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und Anhang A gemäß (ZTV-ING Teil 9-4, 2009)

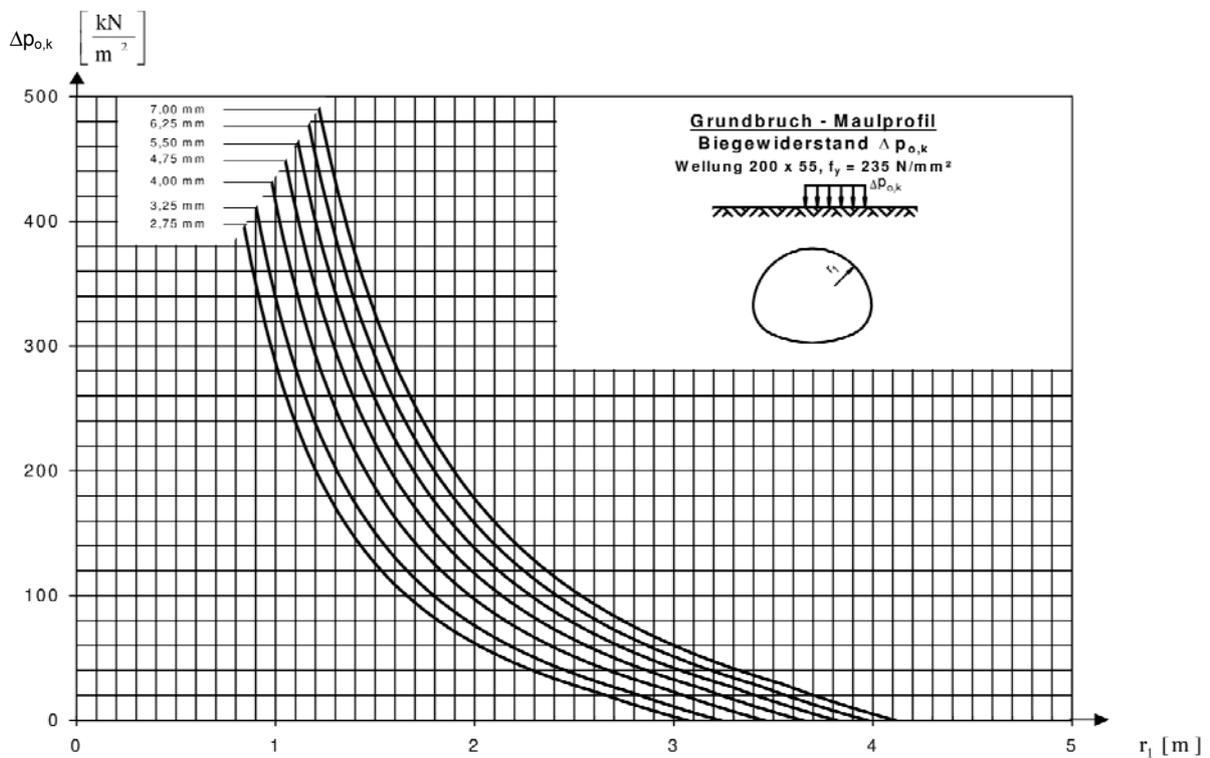


Bild 16. Biege-widerstand $\Delta p_{0,k}$ von Maulprofilen gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und Anhang A gemäß (ZTV-ING Teil 9-4, 2009)

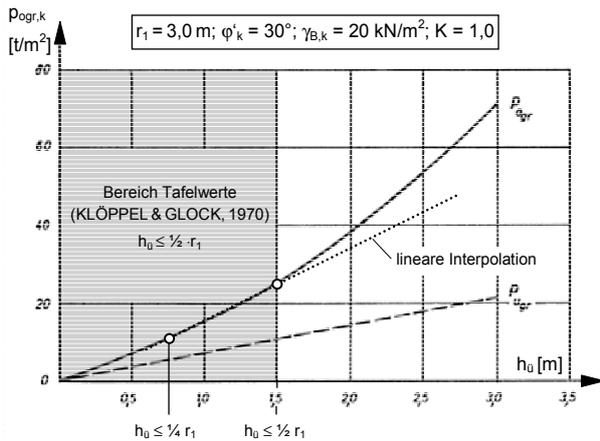


Bild 17. Grundbruchwiderstand $p_{ogr,k}$ in Abhängigkeit von der Überdeckung h_0 gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970), Tafel 5, Seite 325, Gewählte lineare Interpolation für $h_0 > \frac{1}{2} \cdot r_1$

2.2.7 Grundbruch im Sohlbereich

Bei Maul- und Unterführungsprofilen mit stark unterschiedlichen Radienverhältnissen und bei hohen Überdeckungen ist auch ein Grundbruch im Sohlbereich möglich. Unzureichender Scherwiderstand des Untergrundes kann dazu führen, dass die hohen Eckdrücke einen Grundbruch auslösen, bei dem die Ulmenbereiche seitlich nach unten und der Sohlenbereich nach oben ausweichen.

Die Grenzbelastung $p_{2Gr,k}$ für das Grundbruchproblem im Ulmenbereich erhält man nach (GLOCK, 1976) gemäß nachfolgender Gleichung (9). Hierbei handelt es sich um eine Näherungsgleichung unter Verwendung der Plastizitätstheorie nach PRANDTL und unter Zugrundelegung der in **Bild 18** dargestellten geometrischen Situation für eine konstante Druckkraft im Rohr.

$$p_{2Gr,k} = c_k \cdot N_c + p_3 \cdot N_d + \gamma_{B,k} \cdot B \cdot N_B \quad [kN/m^2] \quad (9)$$

mit

- c_k Kohäsion des Bodens im Ulmenbereich in $[kN/m^2]$
- $\gamma_{B,k}$ Wichte des Bodens im Ulmenbereich in $[kN/m^3]$
- p_3 Druckbeanspruchung im Sohlbereich wobei gilt: $p_1 = p_s$ und $p_1 \cdot r_1 = p_2 \cdot r_2 = p_3 \cdot r_3$ in $[kN/m^2]$
- B druckbeanspruchter Bereich $B = 1,15 \cdot r_2$ in $[m]$
- N_c, N_d, N_B Tragfähigkeitskennwerte in $[-]$ gemäß **Tab. 2**

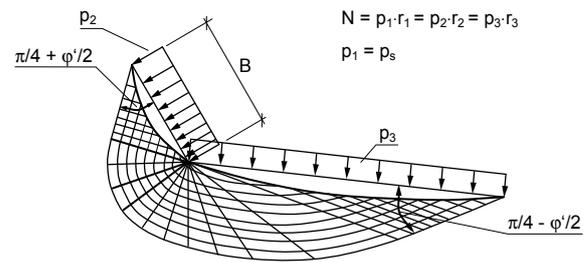


Bild 18. Belastung und Bruchfigur beim Grundbruch im Ulmenbereich gemäß (GLOCK, 1976)

Reibungswinkel ϕ'_k [°]	Tragfähigkeitskennwerte		
	N_c [-]	N_d [-]	N_B [-]
25,0	45,42	22,18	4,5
27,5	58,72	31,57	7,0
30,0	77,19	45,57	10,0
32,5	103,41	66,88	15,0
35,0	141,38	100,02	23,0
37,5	197,97	152,91	34,0
40,0	284,59	239,84	53,0

Tab. 2. Tragfähigkeitskennwerte für den Grundbruch im Ulmenbereich nach (GLOCK, 1976)

Bei Maul- und Unterführungsprofilen und bei setzungsempfindlichen Untergründen kann durch stärkere Setzungen der Eckbereiche die Krümmung der Sohle verloren gehen und ein Sohlaufbruch stattfinden. Die Grenzbelastung $p_{1C,k}$ zur Vermeidung eines Sohlaufbruches lässt sich nach (Glock, 1976) gemäß der Theorie des elastisch gebetteten, gekrümmten Stabes wie folgt berechnen, vgl. auch **Bild 19**:

$$p_{1C,k} = 0,375 \cdot k \cdot \frac{r_1 \cdot r_2}{r_3} \quad [kN/m^2] \quad (10)$$

mit

$$k = \frac{E_s}{2 \cdot r_1} \cdot \frac{1 + \frac{d_k}{d_s}}{1 + \frac{E_s \cdot d_k}{E_k \cdot d_s}} \quad [kN/m^3] \quad (11)$$

mit

- r_1, r_2, r_3 Scheitel-, Eck-, und Bodenradius in $[m]$
- E_s Steifemodul der Ausgleichsschicht direkt unter der Sohle in $[kN/m^2]$
- d_s Schichtdicke der Ausgleichsschicht direkt unter der Sohle in $[m]$

- E_k Steifemodul des Bodens im Untergrund in $[kN/m^2]$
- d_k Schichtdicke des Bodens im Untergrund in $[m]$

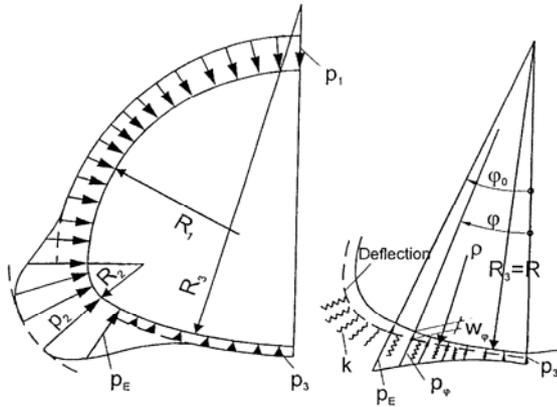


Bild 19. Spannungen und Bettung beim Aufbruch der Sohle gemäß (GLOCK, 1976)

2.3 Zuordnung des Tragverhaltens zu Querschnittsformen

Die Traglastuntersuchungen in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und die daraus abgeleiteten Traglastdiagramme basieren im Wesentlichen auf Kreis- und Maulprofilen. Für die Traglastberechnungen von Querschnittsformen die von Kreis- und Maulprofilen abweichen, d.h. für Ellipsen-, Bogen- und Unterführungsprofile, ist nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) die in **Tab. 3** aufgeführte Zuordnung zum Kreis- bzw. Maulprofil vorzunehmen.

Querschnittsform	Zuordnung Nachweise	
	▪ Durchschlagen Bauwerksscheitel ▪ Bruch Schraubenverbindung	▪ Grundbruch Scheitel ▪ Grundbruch Sohle ▪ Biegebruch Hinterfüllen
Ellipsenprofil	Kreisprofil	Kreisprofil
Unterführungsprofil	Maulprofil	Kreisprofil
Bogenprofil	Kreisprofil	Maulprofil

Tab. 3. Zuordnung von Querschnittsformen zu den Traglastnachweisen für Kreis- und Maulprofilen gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und (ZTV-ING Teil 9-4, 2009)

3 Bemessung von Wellstahlbauwerken

3.1 Regelwerkssituation

Wellstahlbauwerke wurden bisher nach ARS 20/97 und ARS 12/98 auf Basis der Empfehlungen von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) bemessen. Im Zuge der Einführung der europäischen Bemessungsnormen im Straßenbau werden derzeit die bestehenden Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke überarbeitet und sollen zukünftig in die ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4 aufgenommen werden. Wesentliche Änderungen beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk betreffen vor allem das Sicherheitskonzept und die damit verbundene Umstellung der Nachweise vom Globalsicherheitskonzept auf das Teilsicherheitskonzept. Außerdem werden auf der Einwirkungsseite mit dem DIN-Fachbericht 101 die Verkehrslasten gegenüber DIN 1072:1985 grundlegend geändert. **Tab. 4** gibt einen Überblick über die bisherigen alten Regelwerke und die zukünftigen neuen Regelwerke.

In diesem Kapitel werden die von der BAST-AG 2.1.1. vorgenommenen Änderungen der Regelwerke hinsichtlich der Bemessung von Wellstahlbauwerken aufgezeigt und diskutiert.

Bisherige Regelwerke	
Ausführung, Konstruktion, Entwurf und Bemessung	ARS 20/1997 und ARS 12/1998
Einwirkungen	DIN 1072:1985 und MLC 100 nach STANAG 2021
Zukünftige Regelwerke	
Ausführung, Konstruktion, Entwurf und Bemessung	ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4
Einwirkungen	DIN-Fachbericht 101:2009 MLC 50/50-100 nach STANAG 2021

Tab. 4. Übersicht über die bisherige und zukünftige Regelwerkssituation

3.2 Sicherheitskonzept

3.2.1 Globalsicherheitskonzept

Die bisherige Bemessung von Wellstahlbauwerken gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) basiert auf dem so genannten Globalsicherheitskonzept, bei dem sowohl für die Nachweise im Stahlbau als auch im Grundbau die Einwirkungen E unter Einhaltung eines globalen Sicherheitsbeiwertes γ_{Global} den Bauteilwiderständen R gegenübergestellt werden, d.h. die vorhandenen Einwirkungen werden

zulässigen Widerständen gegenübergestellt, vgl. Gleichung (12).

$$\frac{R}{E} \geq \gamma_{\text{Global}} \rightarrow E \leq \frac{R}{\gamma_{\text{Global}}} \rightarrow E \leq \text{zul R} \quad (12)$$

mit

E Einwirkung

R Widerstand

γ_{Global} Globaler Sicherheitsbeiwert

zul R zulässiger Widerstand

3.2.2 Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte

Im Zuge der Erarbeitung der europäischen Regelwerke wurden in den 70er Jahren vor allen in Deutschland umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, mit dem Ziel, die Sicherheit von Bauwerken wahrscheinlichkeitstheoretisch, d.h. probabilistisch zu beschreiben. Insgesamt sollte ein für die Bemessung von Bauwerken konsistentes Sicherheitskonzept geschaffen werden, das die Möglichkeit bietet die unterschiedlichen Bauweisen, Einwirkungen und Werkstoffe zutreffend zu erfassen. Auch sollte der vermehrten Anwendung nichtlinearer Berechnungsmethoden besser Rechnung getragen werden. Grundlegende Informationen zur Anwendung und Herleitung dieser modernen probabilistischen Sicherheitskonzepte sind z.B. in (GRUSIBAU, 1981), (KÖNIG, 1982), (SPAETHE, 1992) und (FISCHER, 2001) enthalten.

Im Rahmen der normativen Bemessung hat sich vor allem aus Gründen der Einfachheit das so genannte Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte durchgesetzt. Hierbei werden die stets vorhandenen Streuungen der Einwirkungen und Widerstände getrennt, d.h. separat in Form der Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungen und γ_M für den Materialwiderstand erfasst. Die Festlegung der Größe der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte erfolgte dabei unter Einhaltung einer festgelegten Versagenswahrscheinlichkeit.

Bei Anwendung des Konzepts der Teilsicherheitsbeiwerte ist der Nachweis gemäß der in Gleichung (13) dargestellten Form zu führen. Der Nachweis besagt, dass die um den Teilsicherheitsbeiwert γ_F vergrößerten charakteristischen Einwirkungen E_k stets kleiner sein sollten als der um den Teilsicherheitsbeiwert γ_M reduzierte charakteristische Bauteilwiderstand R_k . Die mit dem Index k bezeichneten charakteristischen Größen für die Einwirkung E_k und den Widerstand R_k stellen hierbei festgelegte Fraktile dar, die sich aus der statistischen Verteilungsfunktion der be-

treffenden Eigenschaften ableiten. Bei Bauteilwiderständen entspricht der charakteristische Wert R_k im Allgemeinen dem 5%-Fraktilewert der gemessenen Werkstoffeigenschaft. **Bild 20** enthält eine grafische Darstellung der Nachweisführung mit Teilsicherheitsbeiwerten.

$$E_k \cdot \gamma_F \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (13)$$

mit

E_k charakteristischer Wert der Einwirkung

R_k charakteristischer Wert des Widerstandes

γ_F Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand

Tab. 5 zeigt beispielhaft eine Auswahl wesentlicher Teilsicherheitsbeiwerte aufgeteilt nach Einwirkungen und Widerständen.

Normativ sind die grundlegenden Sicherheitsanforderungen an die Bemessung von Bauwerken in DIN EN 1990:2002 geregelt. Darin enthalten ist z.B. auch eine konkrete Vorgehensweise für die Festlegung von Bauteilwiderständen basierend auf Versuchen, wie es z.B. bei der Schraubenverbindung von Wellstahlbauwerken der Fall ist, vgl. auch Abschnitt 5.

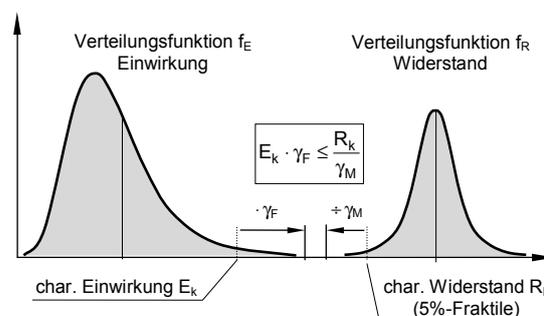


Bild 20. Sicherheitsnachweis nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte γ_F und γ_M

Einwirkungen	Teilsicherheitsbeiwerte
Ständige Einwirkungen	$\gamma_G = 1,35$
Veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q = 1,5$
Widerstand / Material	Teilsicherheitsbeiwerte
Stahl, Nachweis Fließen	$\gamma_{M0} = 1,0$
Stahl, Nachweis Stabilität	$\gamma_{M1} = 1,1$
Stahl, Nachweis Zugfestigkeit	$\gamma_{M2} = 1,25$
Boden, Grundbruch Lastfall 1	$\gamma_{Gr} = 1,4$

Tab. 5. Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN-Fachbericht 101, DIN-Fachbericht 103 und DIN 1054

3.2.3 Anpassung des Sicherheitskonzepts bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken

Um zukünftig eine gemäß den Anforderungen des europäischen Sicherheitskonzepts konforme Bemessung für Wellstahlbauwerke zu gewährleisten, wurde von der BAST-AG 2.1.1 eine Umstellung des Globalsicherheitskonzepts in das Teilsicherheitskonzept vorgenommen. Auf Grund der bestehenden langjährigen Erkenntnisse und Erfahrungen im Umgang mit dieser Bauweise, erfolgte die Umstellung des Sicherheitskonzepts nach der Maßgabe, dass – unter dem Ansatz identischer Einwirkungen – die für die unterschiedlichen Grenzzustände bestehenden globalen Sicherheiten γ_{Global} möglichst beibehalten werden sollten, und lediglich eine daran angepasste Aufteilung in Teilsicherheitsbeiwerte vorgenommen wird.

Mathematisch lässt sich die derart angestrebte Beibehaltung des Sicherheitsniveaus unter Betrachtung der bisherigen und zukünftigen Nachweisgleichungen (12) und (13) wie folgt ausdrücken:

$$\gamma_{Global} \cong \gamma_F \cdot \gamma_M \tag{14}$$

Die endgültige Festlegung der neuen Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungen erfolgte schließlich unter Verwendung der gemäß DIN-Fachbericht 101:2009 definierten Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q . Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Bauteilwiderstände γ_M erfolgte im Rahmen eines Abwägungsprozesses unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte in DIN-Fachbericht 103:2009 (Stahlbau) und DIN 1054:2005 (Grundbau) sowie der in Gleichung (14) aufgeführten und angestrebte Beibehaltung des bestehenden Sicherheitsniveaus. **Tab. 6** enthält eine Zusammenstellung der bisherigen und zukünftigen Sicherheitsbeiwerte.

Grenzzustand / Nachweis	Altes Regelwerk γ_{Global}	Neues Regelwerk	
		γ_F	γ_M
Durchschlagen Bauwerksscheitel	2,0 für $h/s \geq 0,7$ 2,5 für $h/s < 0,7$	gemäß DIN-Fachbericht 101 mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$	1,4
Bruch Schraubenverbindung	2,5		1,7
Grundbruchnachweise	2,0		1,4
Biegebruch Hinterfüllen	1,0		1,1

Tab. 6. Zusammenstellung der Sicherheitsbeiwerte gemäß altem und neuem Regelwerk

3.3 Einwirkungen / Lastannahmen

3.3.1 Einleitung

Bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken wird lediglich zwischen den ständigen Einwirkungen der Bodenmassen und den veränderlichen Verkehrslasten unterschieden. Die Berücksichtigung des Eigengewichts des Wellstahlbauwerks selbst darf im Allgemeinen vernachlässigt werden.

3.3.2 Verkehrslasten nach DIN 1072:1985 (Altes Regelwerk)

Bis ins Jahr 2003 erfolgte nach ARS 20/97 die Bemessung von Wellstahlbauwerken unter Ansatz der Lasten nach DIN 1072:1985 für die Brückenklasse 60/30 und der Militärlastklasse MLC 100 nach STANAG 2021 mit dem konstanten Wert einer gleichmäßig verteilten Flächenlast von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$. Gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) stellt dieser Wert die Ersatzflächenlast der alten Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072:1967 in Form eines SLW 60 dar, für eine Belastungsfläche von 3,0 m (Querrichtung) und 1,5 m (Längsrichtung), vgl. **Bild 21**. Ausgehend von den Achslasten des SLW 60 erfolgte die Ermittlung der Ersatzfläche auf Grundlage detaillierter Untersuchungen in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) zur lastabtragenden Wirkung des Oberbaus unter Verwendung der Halbraumtheorie nach BOUSSINESQ (BOUSSINESQ, 1885).

Die gleichmäßig wirkende Flächenlast p_{ov} durfte 20 cm unter der OK Fahrbahn in Ansatz gebracht werden und quer zur Fahrtrichtung bis zur Oberkante (OK) des Wellstahlbauwerks unter 60° zur Horizontalen verteilt werden, vgl. **Bild 22**.

Zusätzlich war – mit Ausnahme des Grenzzustandes „Grundbruch im Scheitel“ – der Schwingbeiwert ϕ für überschüttete Bauteile gemäß DIN 1072:1985 in Ansatz zu bringen.

$$\phi = 1,4 - 0,008 \cdot l_\phi - 0,1 \cdot h_{\ddot{u}} \geq 1,0 \quad [-] \tag{15}$$

mit

l_ϕ maßgebende Länge in [m], bei Wellstahlbauwerken entspricht dies der Spannweite s in [m]

$h_{\ddot{u}}$ Überdeckung in [m]

In **Bild 23** ist beispielhaft der Verlauf des Schwingbeiwerts ϕ in Abhängigkeit der Spannweite s und der Überdeckung $h_{\ddot{u}}$ dargestellt. Bei geringen Überdeckungen und geringen Spannweiten liegt der Schwingbeiwert im Bereich von 1,2 – 1,3.

Da die Einführung der Brückenkategorie 60/30 mit einem zusätzlichen SLW 30 in der Nebenspur erst durch die DIN 1072:1985 (Ausgabe 1985) erfolgte, war bisher in der gleichmäßig verteilten Flächenlast von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$ der SLW 30 in der Nebenspur nicht berücksichtigt.

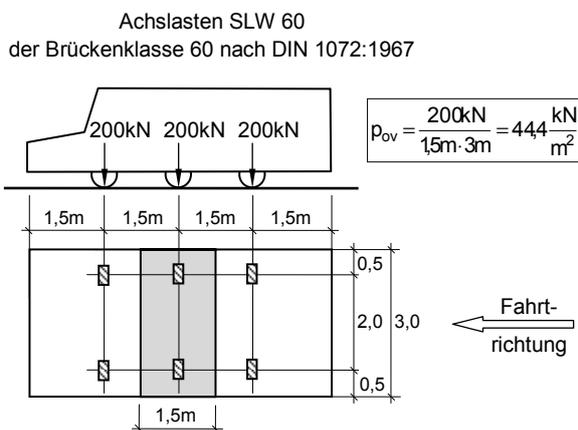


Bild 21. Umwandlung der Radlast für eine gleichmäßig verteilte Flächenlast eines SLW 60 der Brückenkategorie 60 nach DIN 1072:1967 gemäß (KLÖPPEL & GLOCK 1970)

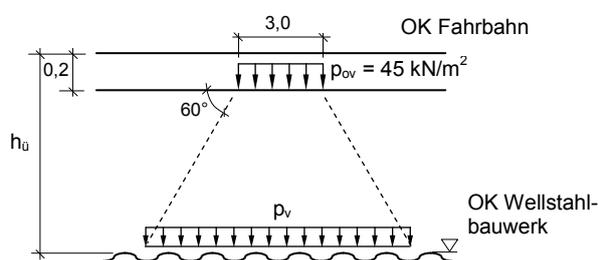


Bild 22. Ansatz und Ausbreitung der Verkehrslast nach ARS 20/97

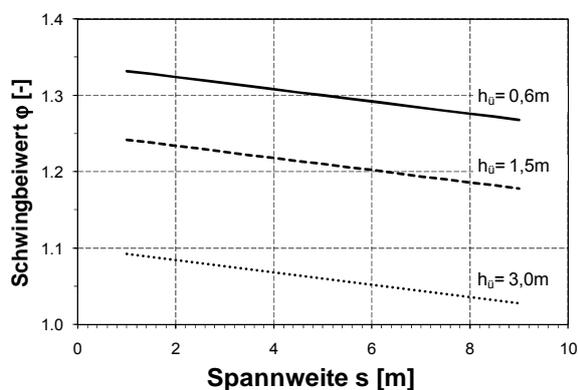


Bild 23. Verlauf des Schwingbeiwerts nach DIN 1072:1985 in Abhängigkeit der Spannweite s und der Überdeckung h_u

3.3.3 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101:2009 (Neues Regelwerk)

Einwirkungen aus Verkehr auf Wellstahlbauwerke sind wie im DIN-Fachbericht 101:2009, Kapitel 4, Abschnitt 4.9.1 (1) für Hinterfüllungen gemäß dem Lastmodell 1, bestehend aus Einzellasten und gleichmäßig verteilten Lasten, formuliert anzunehmen. Die Lasten der Doppelachsen ($2 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k$) dürfen dabei auf eine Belastungsfläche von $3,0 \text{ m}$ (Querrichtung) mal $5,0 \text{ m}$ (Längsrichtung) gleichmäßig verteilt angenommen werden. Je Fahrstreifen ergeben sich so die in **Tab. 7** zusammengestellten gleichmäßig verteilten Gesamtlasten q_i aus der Summe der Ersatzflächenlasten der Doppelachsen q_{eqi} und den zusätzlich wirkenden gleichmäßig verteilten Belastungen q_{ki} , vgl. auch **Bild 24**.

Für die einfache Anwendung wurde der in **Tab. 7** und **Bild 24** dargestellte Lastansatz für die beiden Fahrstreifen weiter vereinfacht, in dem angenommen wird, dass sich im ungünstigsten Fall infolge der vertikalen Lastausbreitung die Gesamtlasten q_i der beiden Fahrstreifen am Scheitel des Wellstahlbauwerks überlagern, vgl. **Bild 25**. Damit ergibt sich der Maximalwert der gleichmäßig verteilten charakteristischen Ersatzlast nach Gleichung (16) zu $p_{ov,k} = 65 \text{ kN/m}^2$, die nach dem neuen Regelwerk als Verkehrslast anzusetzen ist, vgl. **Bild 26**.

$$p_{ov,k} = q_1 + q_2 = 41,0 + 23,83 \cong 65 \text{ kN/m}^2 \quad (16)$$

Lastenteil	Fahrstreifen 1	Fahrstreifen 2
Doppelachse (TS-System)	$q_{eq1} = \frac{2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}}{3 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}}$ $= \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 300 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}}$ $= 32,0 \text{ kN/m}^2$	$q_{eq2} = \frac{2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}}{3 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}}$ $= \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 200 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}}$ $= 21,33 \text{ kN/m}^2$
Gleichmäßig verteilte Belastung (UDL)	$q_{k1} = \alpha_{q1} \cdot q_{1k}$ $= 1,0 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2$ $= 9,0 \text{ kN/m}^2$	$q_{k2} = \alpha_{q2} \cdot q_{2k}$ $= 1,0 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2$ $= 2,5 \text{ kN/m}^2$
Gesamtlast je Fahrstreifen	$q_1 = q_{eq1} + q_{k1}$ $= 32,0 + 9,0$ $= 41,0 \text{ kN/m}^2$	$q_2 = q_{eq2} + q_{k2}$ $= 21,33 + 2,5$ $= 23,83 \text{ kN/m}^2$
Gesamtlast	$q = q_1 + q_2 = 41,0 + 23,83 = 64,83 \text{ kN/m}^2$	

Tab. 7. Zusammenstellung der gleichmäßig verteilten Lasten je Fahrstreifen für Wellstahlbauwerke gemäß DIN-Fachbericht 101:2009

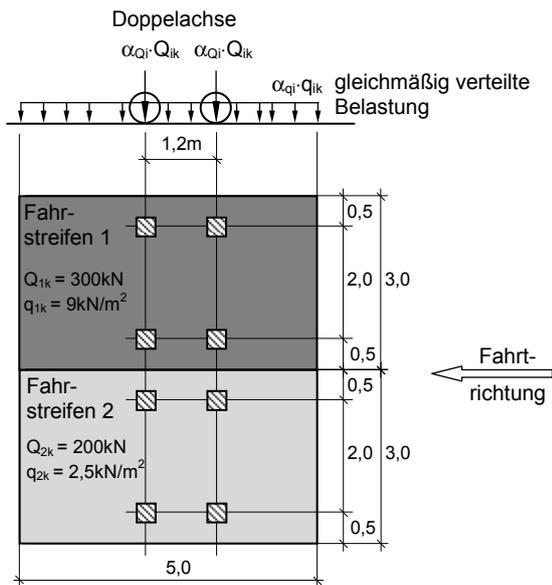


Bild 24. Lastansatz nach DIN-Fachbericht 101:2009 für Hinterfüllungen

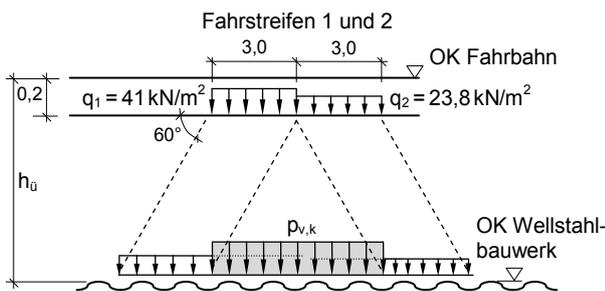


Bild 25. Überlagerung der Verkehrslasten aus den beiden Fahrstreifen 1 und 2 am Bauwerksscheitel gemäß DIN Fachbericht 101:2009

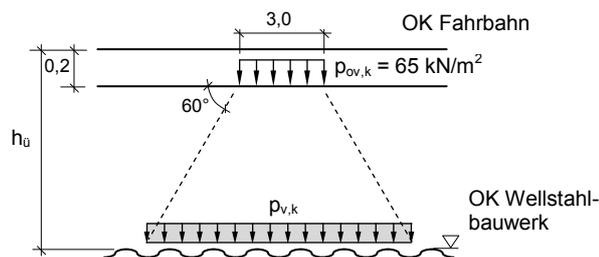


Bild 26. Lastansatz für Wellstahlbauwerke gemäß neuem Regelwerk ZTV-ING Teil 4-9

Die im DIN-Fachbericht 101:2009 anzusetzenden Verkehrslasten sind als Umhüllende aus verschiedenen Verkehrszuständen auf Brücken ermittelten worden. Dabei ergeben sich die maximalen Verkehrslasten bei Stausituationen bzw. bei stockendem Verkehr, d.h. bei Situationen mit geringen dynamischen Überhöhungen, vgl. auch (TIMM, 2004). Die im DIN-Fachbericht 101:2009 angegebenen Verkehrslasten müssen daher – im Unter-

schied zu den Lasten der DIN 1072:1985 – nicht mit einem dynamischen Erhöhungsfaktor bzw. Schwingbeiwert multipliziert werden.

Aktuellen Untersuchungen gemäß sind die derzeit im DIN-Fachbericht 101:2009 angegebenen Verkehrslasten nicht in der Lage, die zukünftigen Verkehrsentwicklungen auf Brücken zuverlässig abzudecken. Es ist daher eine Anhebung der Verkehrslasten vorgesehen. Dies wird sich vor allem bei Wellstahlbauwerken mit geringen Überschüttungen auswirken, bei denen der Verkehrslastanteil im Vergleich zu den ständigen Einwirkungen aus der Überschüttung dominant ist.

3.3.4 Ständige Einwirkung aus der Überdeckung

Der Lastansatz für die ständigen Einwirkungen beschrieben durch das Eigengewicht der Überdeckung bleibt im Wesentlichen unverändert. In beiden Fällen ergibt sich die aus den Bodenmassen der Überdeckung vorhandene Flächenlast $p_{B,k}$ aus dem Produkt der Wichte $\gamma_{B,k}$ und der Überschüttung $h_{\bar{u}}$, vgl. Gleichung (17) und (18).

Altes Regelwerk

$$p_B = \gamma \cdot h_{\bar{u}} \quad (17)$$

Neues Regelwerk

$$p_{B,k} = \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}} \quad (18)$$

Im Unterschied zum alten Regelwerk wird im neuen Regelwerk jedoch erstmals konkret Wichte von $\gamma_{B,k} = 20 \text{ kN/m}^3$ für die Bodenmasse der Überdeckung angegeben. Im alten Regelwerk sind hierzu keine konkreten Angaben enthalten. In der Praxis wurde jedoch bisher i.d.R. mit dem nun im neuen Regelwerk aufgeführten Wert von $\gamma = \gamma_{B,k} = 20 \text{ kN/m}^3$ gerechnet.

3.3.5 Scheiteldruck

Die Bemessung von Wellstahlbauwerken verwendet auf der Einwirkungsseite i.d.R. die sich aus der ständigen Einwirkung der Überdeckung $p_{B,k}$ und der Verkehrslast $p_{v,k}$ zusammensetzende Druckbeanspruchung am Scheitel, die als Scheiteldruck $p_{s,k}$ bezeichnet wird. Die Ermittlung des Scheiteldrucks ist in Gleichung (19) und (20) für das alte Regelwerk und in Gleichung (21) und (22) für das neue Regelwerk dargestellt. Da bei geringen Überdeckungen der Anteil der Verkehrslast überwiegt, kommt es im Vergleich zu hohen Überdeckungen zu einer stärkeren Druckkonzentration am Rohrscheitel, weshalb nach (KLÖPPEL &

GLOCK, 1970) für geringe Überdeckungen ein um den Faktor 1,1 erhöhter Scheiteldruck rechnerisch in Ansatz zu bringen ist, siehe Gleichung (20). Dieses Vorgehen wurde auch im neuen Regelwerk aufrecht erhalten, siehe Gleichung (22).

Wie bereits im vorherigen Abschnitt erwähnt, fällt bei der Ermittlung des Scheiteldrucks gemäß neuem Regelwerk aufgrund der vorgenommenen Lastanpassung der Schwingbeiwert φ weg. Entsprechend dem Teilsicherheitskonzept erfolgt nach neuem Regelwerk die Ermittlung der Bemessungswerte der einwirkenden Beanspruchung unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q .

Altes Regelwerk

Hohe Überdeckung:

$$p_s = p_B + \varphi \cdot p_v \quad \text{für } p_B > p_{ov} \quad (19)$$

Geringe Überdeckung:

$$p_s = 1,1 \cdot (p_B + \varphi \cdot p_v) \quad \text{für } p_B \leq p_{ov} \quad (20)$$

Neues Regelwerk

Hohe Überdeckung:

$$p_{s,d} = \gamma_G \cdot p_{B,k} + \gamma_Q \cdot p_{v,k} \quad \text{für } p_{B,k} > p_{ov,k} \quad (21)$$

Geringe Überdeckung:

$$p_{s,d} = 1,1 \cdot (\gamma_G \cdot p_{B,k} + \gamma_Q \cdot p_{v,k}) \quad \text{für } p_{B,k} \leq p_{ov,k} \quad (22)$$

3.3.6 Vergleich der Einwirkungen / Lastannahmen

Im Vergleich zum alten Regelwerk hat sich die vereinfacht anzusetzende gleichmäßig verteilte Flächenlast aus dem Verkehr von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$ auf $p_{ov,k} = 65 \text{ kN/m}^2$ (charakteristischer Wert) erhöht. Dies entspricht einer nicht unerheblichen prozentualen Zunahme der einwirkenden Verkehrslast um ca. 44% (Erhöhungsfaktor 1,44). Die Erhöhung der Verkehrslasten ist vor allem als das Ergebnis der Anpassung der Lasten an den DIN-Fachbericht 101:2009 zu sehen.

Da mit Ausnahme des Grundbruchnachweises im Scheitel der Scheiteldruck $p_{s,k}$ bei vielen Nachweisen als einwirkende Beanspruchung verwendet wird, lassen sich die Auswirkungen der Anpassung der Einwirkungen beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk am besten durch einen Vergleich der Scheiteldrücke nach altem und neuem Regelwerk aufzeigen, siehe Gleichung (23). Für den Vergleich der resultierenden Einwirkungen wird an

dieser Stelle der charakteristische Wert für den Scheiteldruck nach neuem Regelwerk verwendet.

$$\frac{p_{s,k}}{p_s} = \frac{p_{B,k} + p_{v,k}}{p_B + \varphi \cdot p_v} \quad [-] \quad (23)$$

$p_{s,k}$ resultierender charakteristischer Wert des Scheiteldrucks aus Bodenüberdeckung und Verkehrslast gemäß neuem Regelwerk in $[\text{kN/m}^2]$

p_s resultierender Scheiteldruck aus Bodenüberdeckung und Verkehrslast gemäß altem Regelwerk, in $[\text{kN/m}^2]$

$p_B, p_{B,k}$ Scheiteldruck infolge Bodenüberdeckung unter der Annahme einer Wichte von $\gamma = \gamma_{B,k} = 20 \text{ kN/m}^3$ gemäß altem bzw. neuem Regelwerk in $[\text{kN/m}^2]$

$p_v, p_{v,k}$ Scheiteldruck infolge Verkehrslast p_{ov} bzw. $p_{ov,k}$ gemäß altem bzw. neuem Regelwerk in $[\text{kN/m}^2]$

φ Schwingbeiwert gemäß DIN 1072:1985, Einheit [-]

Bild 27 zeigt den Verlauf des Verhältniswerts der Scheiteldrücke nach Gleichung (23) für die Lasten gemäß den jeweiligen Regelwerken. Der Verlauf zeigt zum Einen eine Abhängigkeit von der Überdeckung $h_{\bar{u}}$ bedingt durch die Zunahme der ständigen Einwirkungen (Überdeckung $p_{B,k}$) in Relation zu den veränderlichen Einwirkungen (Verkehrslast $p_{v,k}$). Infolge des zunehmenden Eigengewichtsanteils nimmt der Wert ab. Zum Anderen ist der Verlauf bedingt durch den im alten Regelwerk vorhandenen Schwingbeiwert φ nach DIN 1072:1985 noch von der Spannweite s des Wellstahlbauwerks abhängig. Diese Abhängigkeit ist jedoch nur bis zu einer Überdeckung von ca. 3,8 m vorhanden, darüber hinaus nimmt der Schwingbeiwert gemäß DIN 1072:1985 den Wert $\varphi = 1,0$ an und hat keinen weiteren Einfluss.

Insgesamt variiert der Verhältniswert des Scheiteldrucks im Bereich von 1,02 - 1,13. Das heißt, die Anpassung der Einwirkungen von DIN 1072:1985 (altes Regelwerk) auf DIN-Fachbericht 101:2009 (neues Regelwerk) führt in Bezug auf den Scheiteldruck lediglich zu einer effektiven Erhöhung der Beanspruchungen um den Faktor von 1,02 - 1,13. Die Anhebung der Einwirkungen fällt damit in Bezug auf den Scheiteldruck wesentlich geringer aus, als dies infolge der Erhöhung der Verkehrslasten von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$ auf $p_{ov,k} = 65 \text{ kN/m}^2$ (Faktor 1,44) zunächst vermutet wird. Die Ursache hierfür ist vor allem im Wegfall des Schwingbeiwerts φ begründet, wodurch bei geringen Überdeckungen

und daraus resultierenden hohen Schwingbeiwerten, vgl. **Bild 23**, die Erhöhung der Einwirkungen beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk deutlich kompensiert wird.

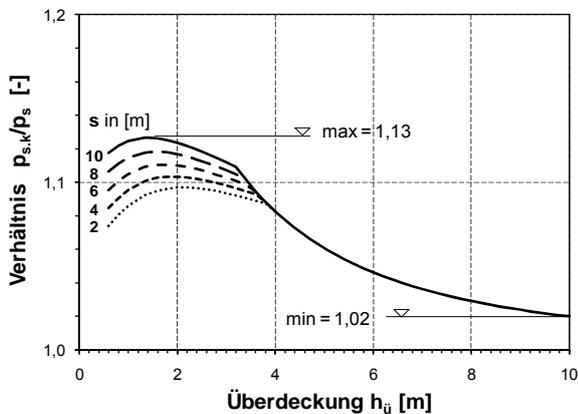


Bild 27. Verlauf des Verhältniswertes der Scheiteldrücke gemäß neuem und altem Regelwerk

3.4 Änderungen der Bemessung

3.4.1 Einleitung

Die Überarbeitung der Bemessungsregeln für Wellstahlbauwerke erfolgte, neben der Umstellung des Sicherheitskonzeptes und der Anpassung der Einwirkungen, im Wesentlichen unter Beibehaltung der Bemessungskonzepte von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) als Grundlage für die Nachweisführungen. Nachfolgend werden daher, getrennt für die einzelnen Stahl- und Grundbaunachweise, die Änderungen der Bemessungsregeln im Detail aufgezeigt und verglichen.

3.4.2 Anwendungsgrenze

Die Anwendungsgrenze der Bemessungsregeln im alten Regelwerk war auf den Spannweitenbereich $s \leq 8$ m und Überdeckungen $h_{\bar{u}} \leq 15$ m begrenzt. Im neuen Regelwerk wurde aufgrund von Erfahrungen unterschiedlicher Hersteller der Anwendungsbereich erweitert, in dem nun die Bemessung bis $s \leq 10$ m und Überdeckungen bis $h_{\bar{u}} \leq 20$ m geregelt ist.

3.4.3 Werkstoff / Streckgrenze der Stahlblechelemente

Im bisherigen alten Regelwerk wurde auf Grundlage eines St 37 die rechnerische Streckgrenze von $\sigma_F = 240 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Im Zuge der Einführung der neuen Liefornormen für warmgewalzte Baustähle nach DIN EN 10025:2005 sowie der europäischen Bemessungsnormen für Stahlbauten

DIN EN 1993-1-1:2005 und DIN-Fachbericht 103 ist der charakteristische Wert der Streckgrenze eines S235 zu $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ festgelegt (Blechdicke $t \leq 40$ mm). Dieser Wert entspricht nun auch der Streckgrenze der Stahlblechelemente im neuen Regelwerk.

Die geringfügige Anpassung der Streckgrenze von 240 N/mm^2 auf 235 N/mm^2 ist mit Blick auf die einzelnen Nachweise wie folgt zu beurteilen:

- Durchschlagen des Bauwerksscheitels: Die für den Nachweis zugrunde gelegten idealen Verzweigungslasten sind unabhängig von der Streckgrenze und lediglich von der Biegesteifigkeit EI abhängig, vgl. Gleichung (2). Die Anpassung der Streckgrenze ist daher für diesen Nachweis ohne Auswirkung.
- Bruch der Schraubenverbindung: Die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung wird insbesondere beim Versagensmodus „Lochleibung“ stark von der Streckgrenze des Stahlblechs geprägt. Im Rahmen der Bemessung ist der Einfluss der Streckgrenze daher bei der Festlegung der experimentell zu ermittelten Tragfähigkeiten bei der Auswertung der Versuchsergebnisse zu berücksichtigen, vgl. auch Abschnitt 5.
- Biegebruch beim Hinterfüllen: Der Nachweis des Biegebruchs beim Hinterfüllen verwendet die auf Grundlage der Streckgrenze ermittelten plastischen Querschnittswerte. Der Einfluss der Anpassung der Streckgrenze ist daher zu berücksichtigen.
- Grundbruch im Scheitelbereich: Die Traglastgrenze für den Grundbruch im Scheitelbereich setzt sich aus dem Grundbruchwiderstand $p_{ogr,k}$ und dem Biegewiederstand $\Delta p_{o,k}$ des Stahlblechs zusammen, vgl. Gleichung (5). Da der Biegewiederstand des Stahlblechs von der Streckgrenze abhängig ist, ist beim Grundbruchnachweis im Scheitelbereich die Streckgrenzenanpassung zu berücksichtigen, vgl. Gleichung (7) und (8).
- Grundbruch im Sohlbereich: Sowohl beim Grundbruch im Ulmenbereich als auch beim Aufbruch der Sohle ist die Streckgrenze des Stahlblechelements unbedeutend. Die Anpassung der Streckgrenze hat daher keine Auswirkungen.

3.4.4 Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Einwirkungen und Nachweis

Abgesehen von der Erhöhung der Verkehrslasten wurde der Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ in seiner Form beibehalten. Sowohl nach altem als auch nach neuem Regelwerk sind auf der Widerstandsseite die in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) aufgeführten Verzweigungslasten zu verwenden.

Sicherheitsfaktoren

Die Anpassung der Sicherheitsfaktoren erfolgte gemäß der in **Tab. 8** dargestellten Form. Im Unterschied zum bisherigen Regelwerk ist zukünftig, bedingt durch den einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M,Ep} = 1,4$ keine Unterscheidung des Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit vom Verhältnis h/s (Höhe zu Spannweite des Wellstahlbauwerks) mehr vorgesehen.

Sicherheitsfaktoren	Altes Regelwerk	Neues Regelwerk
Einwirkung	$\gamma_{Global} = 2,5$ für $h/s < 0,7$ $\gamma_{Global} = 2,0$ für $h/s \geq 0,7$	$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$
Widerstand		$\gamma_{M,Ep} = 1,4$

Tab. 8. Anpassung der Sicherheitsfaktoren beim Nachweis Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Beurteilung und Vergleich

Das beim Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ im alten Regelwerk verankerte höhere Sicherheitsniveau von $\gamma_{Global} = 2,5$ für flache, und damit stärker stabilitätsgefährdete Wellstahlbauwerke mit $h/s < 0,7$ wird aufgegeben. Anhaltswerte und Gründe für dieses Vorgehen liegen nicht vor.

In den alten Regelwerken zur Stabilität der DIN 4114:1952 war die globale Sicherheit generell mit einem Wert von $\gamma_{Global} = 2,0$ geregelt. Recherchen seitens der BAST haben ergeben, dass dieser Sicherheitsbeiwert unabhängig vom Verhältnis h/s so auch in den vorläufigen Richtlinien für biege-weiche Rohre des Bundesbahnzentralamtes München (Juni 1977) und des Bundesministers für Verkehr (BMV) für den Straßenbereich (Frühjahr 1980) angegeben war. Im Zuge des Erscheinens der ersten Richtlinie für Wellstahlbauwerke im Straßenbau (ARS Nr. 1/1982) wurde jedoch erstmalig eine Unterscheidung des Sicherheitsbeiwertes für $h/s < 0,7$ mit $\gamma_{Global} \geq 2,5$ und für $h/s \geq 0,7$ mit $\gamma_{Global} \geq 2,0$ vorgenommen. Das heißt, im Zuge der damaligen Regelwerksbearbeitung muss eine höhere Sicherheit für die Wellstahlbauwerke mit $h/s < 0,7$ für wichtig erachtet worden sein. Die

Gründe hierfür konnten bisweilen nicht geklärt werden. Die im neuen Regelwerk vorgesehene Reduzierung des Sicherheitsniveaus sollte daher näher untersucht und überprüft werden.

3.4.5 Bruch der Schraubenverbindung

Einwirkungen und Nachweis

Sowohl nach dem bestehenden als auch dem zukünftigen Regelwerk hat die Ermittlung der für den Schraubennachweis maßgebenden Einwirkung nach Theorie II. Ordnung zu erfolgen. In beiden Fällen ist in Abhängigkeit des Steifigkeitsparameters α die kritische Normalkraft N_D kurz vor dem Durchschlagen des Bauwerksscheitels gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) zu verwenden, vgl. **Bild 9**.

Sicherheitsfaktoren

Die Anpassung der Sicherheitsfaktoren ist in **Tab. 9** dargestellt.

Sicherheitsfaktoren	Altes Regelwerk	Neues Regelwerk
Einwirkung	$\gamma_{Global} = 2,5$	$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$
Widerstand		$\gamma_M = 1,7$

Tab. 9. Anpassung der Sicherheitsfaktoren beim Nachweis Bruch der Schraubenverbindung

Widerstand

Sowohl nach altem als auch neuem Regelwerk hat die Ermittlung der Tragfähigkeit der Schraubenverbindung durch Versuche bei einem anerkannten Prüfinstitut zu erfolgen.

Vergleich und Beurteilung

Grundsätzlich wurden mit Ausnahme der Anpassung der Lasten und Teilsicherheitsbeiwerte im Schraubennachweis keine Änderungen vorgenommen. Was den Schraubenwiderstand betrifft, wird in beiden Regelwerken lediglich eine Belegung durch Versuchsergebnisse bei einem anerkannten Prüfinstitut gefordert. Eine Verwendung von Versuchsergebnissen setzt jedoch stets eine statistische Auswertung inklusive Vorgaben über die Ableitung von Tragfähigkeitskennwerten voraus. Im bestehenden alten Regelwerk wurden die Traglasten der Schraubenverbindungen nach Kenntnis der Autoren als Mittelwerte in Verbindung mit der für den Schraubennachweis erforderlichen Sicherheit von $\gamma_{Global} = 2,5$ festgelegt. Eine entsprechende Vorgehensweise für die Festlegung der Tragfähigkeitswerte für die Schraubenverbindung im neuen Regelwerk steht noch aus. Hinsichtlich

der Festlegung von Bauteilwiderständen auf Basis von Versuchen, enthält jedoch DIN EN 1990:2002 entsprechende Informationen, wie z.B. die Ermittlung charakteristischer Tragfähigkeitswerte erfolgen, vgl. hierzu auch Kapitel 5.

3.4.6 Biegebruch beim Hinterfüllen

Einwirkungen

Im alten Regelwerk erfolgte die Ermittlung der für den Biegebruch beim Hinterfüllen maßgebenden maximalen Einwirkung (Biegemoment) unter Ansatz eines Erddruckbeiwertes von $K = 0,5$ und es ergaben sich die in Gleichung (4) dargestellten maximalen Biegemomente $\max |M|$.

Im neuen Regelwerk wurden die Biegemomente für den Nachweis beim Hinterfüllen angepasst, in dem unter Einhaltung der in **Bild 28** dargestellten Anforderungen für den Abstand a zwischen Wellstahlbauwerk und Böschung bzw. Verbau ein Erddruckbeiwert von $K = 0,4$ angesetzt werden darf. Hieraus ergeben sich folgende für die Bemessung maßgebenden maximalen Biegemomente:

$$\max |M| = f_M \cdot r_1^3 \quad \text{in [kNm/m]} \quad (24)$$

mit

$f_M = 1,20$ [kNm/m⁴]; Momentenfaktor für Kreisprofile

$f_M = 0,42$ [kNm/m⁴]; Momentenfaktor für Maulprofile

r_1 Scheitelradius in [m]

Der neue Ansatz des Erddruckbeiwertes von $K = 0,4$ anstelle von $K = 0,5$ in Verbindung mit den Abstandsanforderungen führt, bedingt durch die unterschiedlichen Momentenfaktoren f_M in Gleichung (4) und (24), zu einer ca. 25%igen Reduktion der maßgebenden Einwirkung.

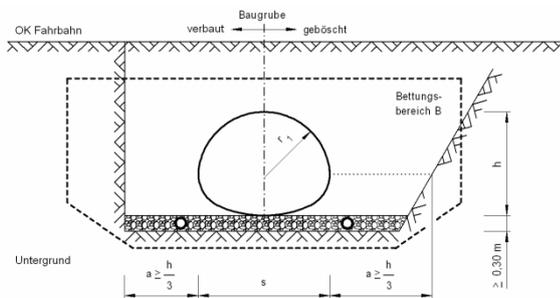


Bild 28. Mindestabstand a für den Ansatz des Erddruckbeiwertes $K = 0,4$ gemäß neuem Regelwerk

Sicherheitsfaktoren

Die Anpassung der Sicherheitsfaktoren ist in **Tab. 10** dargestellt. Gemäß dem alten Regelwerk war der Nachweis mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{Global} = 1,0$ (Bauzustand) zu führen. Im neuen Regelwerk sind die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte von $\gamma_G = 1,35$ für die ständigen Einwirkungen der Hinterfüllung und von $\gamma_M = 1,1$ für den plastischen Bauteilwiderstand zu verwenden.

Sicherheitsfaktoren	Altes Regelwerk	Neues Regelwerk
Einwirkung	$\gamma_{Global} = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$
Widerstand		$\gamma_M = 1,1$

Tab. 10. Anpassung der Sicherheitsfaktoren für den Nachweis Biegebruch beim Hinterfüllen

Bauteilwiderstand

Im alten Regelwerk wurde der Biegebruch beim Hinterfüllen als Nachweis der Grenzspannweite s_{gr} für den Scheitelradius r_1 geführt. Diese Nachweisform gemäß Gleichung (25) und (26) resultiert aus der Bedingung, dass das vorhandene maximale Biegemoment $\max |M|$ stets kleiner sein muss als das elastische Biegemoment M_{el} des Profilquerschnitts, vgl. Gleichung (27), und lässt sich durch Umstellung der beiden Gleichungen (26) und (28) erzielen.

$$s_{gr} \leq 2 \cdot r_{1,gr} \quad (25)$$

$$r_{1,gr} = \sqrt[3]{\frac{M_{el}}{f_M}} = \sqrt[3]{\frac{\sigma_F \cdot W_{el}}{f_M}} \quad \text{[m]} \quad (26)$$

$$\max |M| \leq M_{el} \quad (27)$$

$$\max |M| \leq f_M \cdot r_1^3 \quad (28)$$

mit

f_M Momentenfaktor für das maximale Biegemoment beim Hinterfüllen in Abhängigkeit vom Erddruckbeiwert K und der Querschnittsform in [kNm/m⁴]

M_{el} elastisches Biegemoment in [kNm/m] unter Verwendung der Streck-, bzw. Fließgrenze σ_F

σ_F Fließgrenze des Wellstahlprofils nach alter Richtlinie, $\sigma_F = 240$ N/mm²

W_{el} elastisches Widerstandsmoment des Wellstahlprofils in [cm³/m], vgl. z.B. **Tab. 1**

Das Nachweiskonzept im neuen Regelwerk folgt im Prinzip der bestehenden Vorgehensweise nach Gleichung (33), in dem der Grundbruchnachweis im Scheitel gemäß Gleichung (34) zu führen ist. Hierbei wird die um den Teilsicherheitsbeiwert γ_Q vergrößerte charakteristische Flächenlast aus dem Verkehr $p_{ov,k}$, dem um den Teilsicherheitsbeiwert γ_M reduzierten Grundbruchwiderstand $p_{otr,k}$ abzüglich dem Eigengewicht der Überdeckung $p_{B,k} = \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}}$ gegenübergestellt.

$$\gamma_Q \cdot p_{ov,k} \leq \frac{p_{otr,k} - \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}}}{\gamma_{M,Gr}} \quad (34)$$

In Ergänzung zur Bemessung im alten Regelwerk wurde im neuen Regelwerk noch die Bedingung aufgenommen, dass der Grundbruchnachweis im Scheitel erst ab einem Verhältnis von $h_{\bar{u}}/r_1 < 0,5$ zu führen ist. Hierin drückt sich die Erfahrung aus, dass der Grundbruchnachweis im Scheitel im Allgemeinen nur bei geringer Überdeckung maßgebend wird.

Bei der Anwendung des alten Regelwerkes wurde beim Grundbruchnachweis im Scheitel in der Praxis i.d.R. keine dynamische Erhöhung der Verkehrslasten durch den Schwingbeiwert ϕ gemäß DIN 1072:1985 vorgenommen.

Sicherheitsfaktoren

Die Anpassung der Sicherheitsfaktoren ist in **Tab. 11** dargestellt. Im neuen Regelwerk ist für die Verkehrslast der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,5$ zu verwenden und für den Grundbruchwiderstand der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M,Gr} = 1,4$.

Sicherheitsfaktoren	Altes Regelwerk	Neues Regelwerk
Einwirkung	$\gamma_{Global} = 2,0$	$\gamma_Q = 1,5$
Widerstand		$\gamma_{M,Gr} = 1,4$

Tab. 11. Anpassung der Sicherheitsfaktoren für den Grundbruchnachweis im Scheitel

Biege­widerstand des Wellstahl­profils

Bei der Ermittlung des Biege­widerstands des Wellstahl­profils Δp_o ist die im neuen Regelwerk vorgenommene Anpassung der Streckgrenze von 240 N/mm^2 auf 235 N/mm^2 zu berücksichtigen. Im neuen Regelwerk wurde dies durch die entsprechende Auswertung der Formeln von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) sowie deren grafische Aufarbeitung vorgenommen, vgl. **Bild 16**.

Beurteilung und Vergleich

Das bestehende Nachweisformat für den Grundbruch im Scheitel wurde in seiner Form beibehalten und auf das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte umgestellt. Die neuen Teilsicherheitsbewerte von $\gamma_Q = 1,5$ und $\gamma_{M,Gr} = 1,4$ entsprechen grundsätzlich den Anforderungen gemäß DIN 1054:2005 für den Grenzzustand GZ 1B und den Lastfall 1.

Bezüglich des Nachweisformats scheint es in Anlehnung an DIN EN 1990:2002 und an den Grundbruchnachweis in DIN 1054:2005 jedoch sinnvoll, das Eigengewicht der Überdeckung ($\gamma_{B,k} h_{\bar{u}}$) als Beanspruchung mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen und auf der Widerstandsseite den Grundbruchwiderstand des Bodens $p_{ogr,k}$ und den Biege­widerstand des Wellstahlblechs $\Delta p_{o,k}$ separat mit den entsprechenden werkstoff­spezifischen Teilsicherheitsbeiwerten zu versehen. Gleichung (35) enthält hierzu einen Vorschlag für eine angepasste Nachweisgleichung, bei der im Sinne des neuen Nachweis­konzepts nach DIN EN 1990:2002 die Einwirkungen und Widerstände in konsequenter Form getrennt sind.

$$\gamma_Q \cdot p_{ov,k} + \gamma_G \cdot \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}} \leq \frac{p_{ogr,k}}{\gamma_{M,Gr}} + \frac{\Delta p_{o,k}}{\gamma_{M,0}} \quad (35)$$

mit

$\gamma_Q = 1,5$; Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Einwirkungen im LF 1, GZ 1B nach DIN 1054:2005.

$\gamma_G = 1,35$; Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen, Bodenbeanspruchungen aus ständigen Einwirkungen (Eigengewicht der Überdeckung) im LF 1, GZ 1B nach DIN 1054:2005.

$\gamma_{M,Gr} = 1,4$; Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand im LF 1, GZ 1B nach DIN 1054:2005.

$\gamma_{M,0} = 1,0$; Teilsicherheitsbeiwert für den Querschnittswiderstand bei Zug- oder Druckbeanspruchung falls lokales und globales Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden kann nach DIN-Fachbericht 103:2009 und DIN EN 1993-1-1:2005.

Die im neuen Regelwerk vorhandene Einschränkung des Nachweises für geringe Überdeckungen ($h_{\bar{u}}/r_1 < 0,5$) beruht auf Erfahrungen und stellt für die Bemessung eine Vereinfachung dar. Diese Vereinfachung wird im Rahmen der in Abschnitt 4.5.7 durchgeführten Untersuchungen näher betrachtet und beurteilt.

Die Anpassung der Streckgrenze von 240 N/mm^2 auf 235 N/mm^2 hat insgesamt nur äußerst geringe Auswirkungen auf den Nachweis und ist im neuen Regelwerk im Rahmen der Anpassung des Anhangs bereits berücksichtigt.

3.4.8 Grundbruchnachweise im Sohlbereich

Allgemeines

Im Unterschied zum alten Regelwerk, innerhalb dessen keine konkreten Angaben zur Führung der Grundbruchnachweise im Sohlbereich gemacht wurden, sind im neuen Regelwerke konkrete Nachweisgleichungen für den Grundbruch im Ulmenbereich und den Aufbruch der Sohle angegeben. Analog dem bestehenden Regelwerk wird auch im neuen Regelwerk an der Bedingung festgehalten, dass die Nachweise ausschließlich für gedrungene bzw. flache Querschnittsformen mit einem Verhältnis von $h/s < 0,7$ erforderlich sind.

Die im neuen Regelwerk aufgeführten Grundbruchnachweise für den Sohlbereich folgen den Vorschlägen von (GLOCK, 1976) entsprechend Abschnitt 2.2.7. Sofern das Teilsicherheitskonzept angewendet wird, können alternativ die Grundbruchnachweise im Sohlbereich auch auf Basis der Untersuchungen von (FEDER, 1984) geführt werden.

Einwirkungen

Sowohl für den Grundbruch im Ulmenbereich als auch für den Aufbruch der Sohle wird als maßgebende Einwirkung der sich aus dem Eigengewicht der Überdeckung und der Verkehrslast zusammensetzende Scheiteldruck $p_{s,d}$, nach den Gleichungen (19) bis (22) verwendet. Für den Nachweis im Ulmenbereich wird der Scheiteldruck in die maßgebende Beanspruchung im Ulmenbereich p_2 des Wellstahlbauwerks entsprechend dem Radienverhältnis umgerechnet:

$$p_{2,d} = p_{s,d} \cdot \frac{r_1}{r_2} \quad (36)$$

Sicherheitsfaktoren

Die Anpassung der Sicherheitsfaktoren ist in **Tab. 12** dargestellt. Im neuen Regelwerk ist für die Verkehrslast der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,5$ zu verwenden und für die Grundbruchwiderstände analog dem Grundbruch im Scheitel der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{Gr} = 1,4$.

Sicherheitsfaktoren	Altes Regelwerk	Neues Regelwerk
Einwirkung	$\gamma_{Global} = 2,0$	$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$
Widerstand		$\gamma_{Gr} = 1,4$

Tab. 12. Anpassung der Sicherheitsfaktoren für die Grundbruchnachweise im Sohlbereich

Widerstand

Die Grundbruchwiderstände für den Sohlbereich folgen den Vorschlägen von (GLOCK, 1976) entsprechend Abschnitt 2.2.7, Gleichung (9) für den Grundbruchwiderstand $p_{2Gr,k}$ im Ulmenbereich und Gleichung (10) für den Bodenwiderstand $p_{1C,k}$ gegen den Aufbruch der Sohle.

Beurteilung

Für die Grundbruchnachweise im Sohlbereich werden im Rahmen der neuen Richtlinie erstmals konkrete Nachweisgleichungen angegeben, die den bisherigen Stand der Technik repräsentieren. Durch die Anpassung der Nachweisgleichungen an das Teilsicherheitskonzept genügen die Nachweise den Anforderungen der aktuellen Grundbaubemessung nach DIN 1054:2005 auch hinsichtlich der gewählten Teilsicherheitsbewerte.

3.5 Konstruktive Änderungen

3.5.1 Mindestüberdeckung $h_{ü,min}$

Im alten Regelwerk war die Mindestüberdeckung $h_{ü,min}$ wie folgt festgelegt:

$$h_{ü,min} = \frac{s}{6} \quad \text{und} \quad h_{ü,min} \geq 0,6 \text{ m} \quad (37)$$

Die Anforderungen hinsichtlich der Mindestüberdeckung wurden, mit Ausnahme der Maul- und Bogenprofile, im neuen Regelwerk gemäß Gleichung (37) beibehalten. Für Maul- und Bogenprofile wurden hingegen die Mindestüberdeckungen entsprechend nachfolgender Gleichung (38) etwas reduziert.

$$h_{ü,min} = \frac{s}{8} \quad \text{und} \quad h_{ü,min} \geq 0,6 \text{ m} \quad (38)$$

Bild 29 zeigt hierzu eine Gegenüberstellung der Mindestüberdeckung gemäß altem und neuem Regelwerk für Maul- und Bogenprofile. Wesentliche Änderungen der Mindestüberdeckung ergeben sich ab einer Spannweite von $s > 4 \text{ m}$. Für Spann-

weiten von $s \leq 3,6$ m sind die Anforderungen identisch.

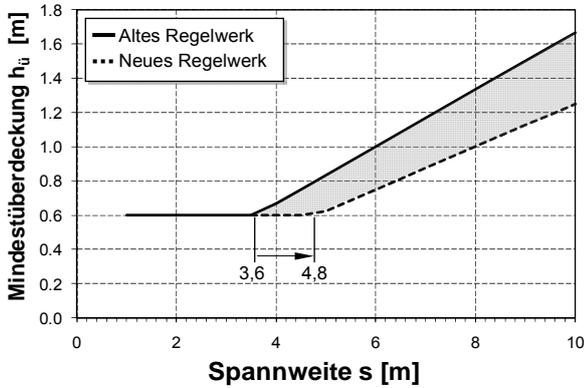


Bild 29. Änderung der Mindestüberdeckung $h_{u,min}$ für Maul- und Bogenprofile

3.5.2 Mindestblechdicke t_{min}

Die Dicke der Stahlblechelemente setzt sich aus der statisch erforderlichen Dicke zuzüglich eines Korrosionszuschlags von $\Delta t_{Kor} = 1,0$ mm zusammen. **Tab. 13** zeigt die Änderungen der Mindestblechdicke beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk. Für den Spannweitenbereich von $s \geq 2$ m reduziert sich zukünftig die Mindestblechdicke um 0,75 mm.

Mindestblechdicke t_{min} inkl. Korrosionszuschlag	
Altes Regelwerk	Neues Regelwerk
3 mm für $s < 2$ m	3,25 mm
4 mm für $s \geq 2$ m	

Tab. 13. Änderungen der Mindestblechdicke

4 Vergleichende Berechnungen an Wellstahlbauwerken

4.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden vergleichende Berechnungen an konkreten Einbausituationen von Wellstahlbauwerken durchgeführt, mit dem Ziel, die Auswirkungen der Änderungen in der Nachweiseführung und der Anpassung der Einwirkungen beim Übergang vom alten Regelwerk in das neue Regelwerk aufzuzeigen. Hierzu wird in einem ersten Schritt ein definiertes Parameterfeld von 59 konkreten Einbausituationen für die Vergleichsberechnungen festgelegt. In einem zweiten Schritt werden allgemeingültige Vergleichsbetrachtungen vorgenommen, anhand derer unabhängig von der

konkreten Einbausituation grundlegende Auswirkungen und Tendenzen aufgezeigt werden können. Schließlich werden die allgemeingültigen Betrachtungen mit den Ergebnissen der Parameteruntersuchungen überprüft und beurteilt.

4.2 Auswahl des Parameterfeldes

4.2.1 Parameter

Die Einbausituation von Wellstahlbauwerken lässt sich in allgemeiner Form durch nachfolgenden Parametersatz beschreiben, vgl. auch **Bild 30**:

1. Globalgeometrie
 - Spannweite s
 - Höhe h
 - Überdeckung h_u
2. Querschnittskennwerte
 - Querschnittsform: Kreis-, Maul-, Bogen- und Unterführungsprofile, elliptisches Profil
 - Blechdicke t
 - Verschraubung n_s
3. Bodenkennwerte
 - Steifemodul E_S
 - Wichte $\gamma_{B,k}$
 - Reibungswinkel φ'_k

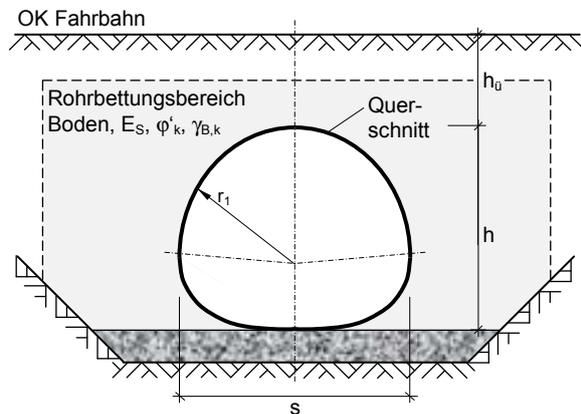


Bild 30. Allgemeine Einbausituation von Wellstahlbauwerken

4.2.2 Voruntersuchungen

Die Vergleichsberechnungen an einzelnen Wellstahlbauwerken hatten zum Ziel ein möglichst umfassendes und für die Anwendung in der Praxis repräsentatives Spektrum an unterschiedlichen Einbausituationen abzudecken. Hierzu wurden von einem Hersteller Daten vom Jahr 2008 bereitgestellt, die eine Abschätzung von in der Praxis hergestellten Wellstahlbauwerken ermöglichen.

Bild 31 und **Bild 32** zeigen eine Auswertung der Ergebnisse im Häufigkeitsdiagramm getrennt für die Spannweite s und die Höhe h .

Hinsichtlich der Spannweite lässt sich eine große Häufigkeit im Bereich von $s = 2 - 5$ m feststellen. Hierbei handelt es sich nach Angaben des Herstellers zufolge im Wesentlichen um kleinere Bachdurchlässe für die i.d.R. Maulprofile verwendet werden. Im Spannweitenbereich $s > 5$ m kommen hingegen häufig Unterführungsprofile zum Einsatz. Bezüglich der Höhe der Durchlässe zeigt sich eine Häufigkeit im Bereich von $h = 2 - 5$ m.

Tab. 14 und **Bild 33** zeigen eine Auswertung von Herstellerdaten aufgeteilt nach Querschnittsformen. Gemessen an der Gesamtanzahl der ausgeführten Wellstahlbauwerke kommen Maulprofile mit über 50% am Häufigsten vor, gefolgt von den Unterführungs- und Kreisprofilen mit jeweils 14%.

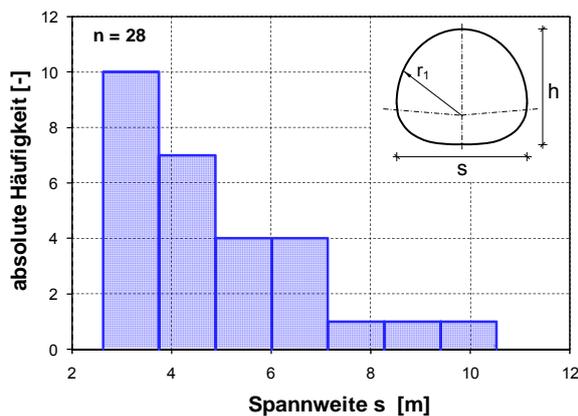


Bild 31. Häufigkeitsverteilung der Spannweite s von verbauten Wellstahlbauwerken; Datenquelle: Fa. HAMCO, Dinslaken

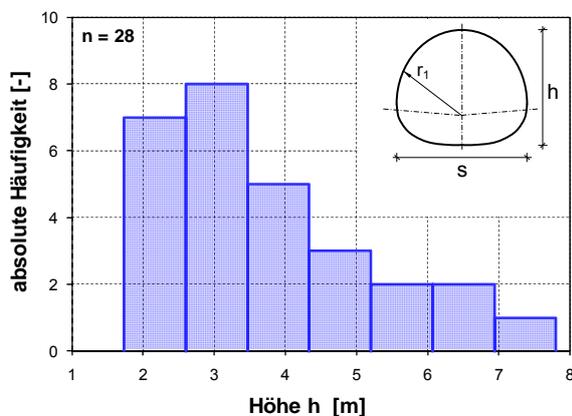


Bild 32. Häufigkeitsverteilung der Höhe h von verbauten Wellstahlbauwerken; Datenquelle: Fa. HAMCO, Dinslaken

Querschnittsform		Rel. Häufigkeit Bauwerke*
Maulprofil	hoch	29%
	flach	25%
Unterführungsprofil	hoch	5%
	flach	9%
Kreisprofil		14%
Kreisbogenprofil		10%
Elliptische Profil		4%
Sonderprofil		4%

* Gesamtanzahl an Wellstahlbauwerken $n = 28$

Tab. 14. Relative Häufigkeit von Querschnittsformen von verbauten Wellstahlbauwerken, Datenquelle: Fa. HAMCO, Dinslaken

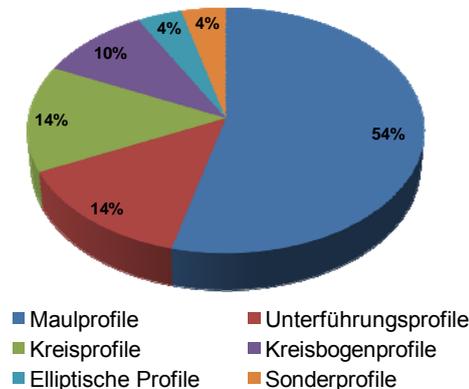


Bild 33. Relative Häufigkeit von verbauten Wellstahlquerschnitten, Datenquelle: Fa. HAMCO, Dinslaken

4.2.3 Festlegung des Parameterbereichs

Das Parameterfeld für die Vergleichsberechnungen an den einzelnen Wellstahlbauwerken wurde so gewählt, dass ausgehend von einem Standardbeispiel mit festgelegten Eingangsgrößen die einzelnen in Abschnitt 4.2.1 dargestellten Parameter jeweils getrennt voneinander variiert wurden.

In Anlehnung an die Ergebnisse der Betrachtungen des vorherigen Kapitels wurde als Standardbeispiel ein hohes Maulprofil mit einer Spannweite von $s = 3,7$ m und einer Höhe von $h = 2,4$ m gewählt. Die weiteren Kenngrößen des Standardbeispiels sind in **Tab. 15** aufgeführt.

Tab. 16 zeigt in Ergänzung zum Standardbeispiel einen allgemeinen Überblick über das gewählte Parameterfeld. Variiert wurden neben der Spannweite s , der Höhe h und der Überdeckung h_0 die unterschiedlichen Querschnittsformen (Maulprofil, Kreisprofil,....) sowie die Bodenkennwerte in Form des Steifemoduls E_S und des Reibungswinkels φ'_k . Die Wanddicke t und die Anzahl der Schrauben n_S wurden in Abhängigkeit der statischen Erfordernissen festgelegt.

Kenngrößen		Wert
Global-geometrie	Spannweite s [m]	3,701
	Höhe h [m]	2,442
	Überdeckung h_u [m]	2,0
Querschnitt	Form/Typ [-]	Maulprofil MA8 Fa. HAMCO
	Radien $r_1 / r_2 / r_3$ [m]	1,87 / 0,63 / 5,06
	Wanddicke t [mm]	nach statischer Erfordernis
	Streckgrenze [N/mm ²]	235
	Verschraubung M20 8.8 [Stk/m]	10
Boden	Steifemodul E_s [kN/m ²]	30.000
	Wichte $\gamma_{B,k}$ [kN/m ³]	20
	Reibungswinkel φ'_k [°]	30

Tab. 15. Kenngrößen des Standardbeispiels

Kenngrößen		Parameterbereich
Global-geometrie	Spannweite s [m]	2.....10
	Höhe h [m]	2.....8
	Überdeckung h_u [m]	$h_{u,min}$6
Querschnitt	Form [-]	Maulprofil Kreisprofil Unterführungsprofil Bogenprofil
	Radien $r_1 / r_2 / r_3$ [m]	entsprechend der Querschnittsform
	Wanddicke t [mm]	nach statischer Erfordernis
	Streckgrenze [N/mm ²]	235 (konstant)
	Verschraubung M20 8.8 [Stk/m]	nach statischer Erfordernis
Boden	Steifemodul E_s [kN/m ²]	20.000 30.000 40.000
	Wichte $\gamma_{B,k}$ [kN/m ³]	20 (konstant)
	Reibungswinkel φ'_k [°]	30, 35

Tab. 16. Überblick zum untersuchten Parameterbereich

Nr.	Querschnitt				Überdeckung h_u [m]	Boden	
	Form ¹⁾	Bez. ²⁾	s [m]	h [m]		E_s [kN/m ²]	φ'_k [°]
1	M	MA8	3,70	2,44	2,0	30.000	30
2					$h_{u,min}$	20.000	30
3					1,0	30.000	30
4					3,0	30.000	30
5					4,0	30.000	30
6					5,0	30.000	30
7					6,0	30.000	30
8					2,0	40.000	30
9					2,0	20.000	35
10					$h_{u,min}$	20.000	35
11					6,0	30.000	35
12					$h_{u,min}$	30.000	30
13					6,0	40.000	30
14					$h_{u,min}$	30.000	35
15					6,0	40.000	35
16	MA3	2,29	1,73	$h_{u,min}$	30.000	30	
17				2,0	30.000	30	
18				6,0	30.000	30	
19	MB14	5,89	3,53	$h_{u,min}$	30.000	30	
20				2,0	30.000	30	
21				6,0	30.000	30	
22	MB24	7,95	4,53	$h_{u,min}$	30.000	30	
23				3,0	30.000	30	
24				6,0	40.000	30	
25				3,0	30.000	35	
26				3,0	40.000	30	
27	MA41	10,01	7,37	$h_{u,min}$	20.000	30	
28				3,0	30.000	30	
29				6,0	30.000	30	
30	K	K20	2,99	$h_{u,min}$	20.000	30	
31				2,0	30.000	30	
32				4,0	30.000	30	
33				6,0	30.000	30	
34				4,0	30.000	35	
35	U	UH3	3,37	3,10	$h_{u,min}$	20.000	30
36					2,0	30.000	30
37					4,0	30.000	30
38					6,0	30.000	30
39					2,0	30.000	35
40					$h_{u,min}$	40.000	35
41					2,0	30.000	30
42					4,0	30.000	30
43					6,0	30.000	30
44					4,0	30.000	35
45	UF10	4,96	4,00	$h_{u,min}$	40.000	35	
46				2,0	30.000	30	
47				4,0	30.000	30	
48				6,0	30.000	30	
49				4,0	30.000	35	
50	UF16	6,44	5,39	$h_{u,min}$	40.000	35	
51				2,0	30.000	30	
52				4,0	30.000	30	
53				6,0	30.000	30	
54				4,0	30.000	35	
55	UH35	9,29	8,19	$h_{u,min}$	20.000	35	
56				2,0	20.000	30	
57				4,0	30.000	30	
58				6,0	30.000	30	
59				4,0	30.000	35	
59	B	KB128	9,00	3,54	$h_{u,min}$	20.000	35
56					3,0	20.000	30
57					4,0	30.000	30
58	3,0	30.000	35				
59	3,0	40.000	35				

¹⁾ M..Maulprofil, K..Kreispr., U..Unterführungspr., B..Bogenpr.
²⁾ MA, MB, KB.. Profilbezeichnungen der Firma Hamco
 K, UH, UF.....Profilbezeichnungen der Firma Voestalpine

Tab. 17. Parameterüberblick der Vergleichsberechnungen

Spannweite s [m]	Über- deckung h _ü [m]	Bodenkennwerte	
		Steifemodul E _s [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' _k [°]
< 5	< ¼ · s	20.000	30
	> ¼ · s	30.000	28
> 5	< ¼ · s	20.000	32
	> ¼ · s	30.000	30

Tab. 18. Einsatzempfehlungen von Wellstahlbauwerken gemäß (HAMCO, 2005)

Ausgehend von diesem Parameterfeld wurden für die Vergleichsberechnungen schließlich insgesamt 59 einzelne Einbausituationen in Abstimmung mit dem Auftraggeber festgelegt. Tab. 17 gibt hierzu einen vollständigen Überblick im Detail. Der Großteil der Untersuchungen erfolgte ausgehend vom Standardbeispiel an Maulprofilen. Die Festlegung der jeweiligen Bodenkennwerte orientierte sich an den Angaben in Tab. 18.

4.3 Vergleichsvarianten, Vergleichskenngrößen und Berechnungsannahmen

4.3.1 Vergleichsvarianten

Im Rahmen der Anpassung der Regelwerke für Wellstahlbauwerke wurden von der BAST AG 2.1.1 nachfolgende Änderungen vorgenommen:

- Umstellung des Nachweiskonzeptes vom Globalsicherheitskonzept im altem Regelwerk (ARS 20/97) auf das Teilsicherheitskonzept im neuen Regelwerk (ZTV-ING Teil 9-4) und
- Anpassung veränderlichen Einwirkungen (Verkehrslast) von DIN 1072:1985 gemäß altem Regelwerk auf den DIN-Fachbericht 101:2009 gemäß neuem Regelwerk, vgl. Kapitel 3.3.

Um die Auswirkungen der oben genannten Anpassungen darstellen zu können wurden für die Vergleichsberechnungen nachfolgende drei Varianten gewählt, die sich hinsichtlich des im jeweiligen Regelwerk verankerten Nachweiskonzeptes und dem Ansatz der Einwirkungen unterscheiden:

- Variante „Alt“: Altes Regelwerk & Alte Einwirkungen
- Variante „AN“: Altes Regelwerk & Neue charakteristische Einwirkungen ohne Schwingbeiwert
- Variante „Neu“: Neues Regelwerk & Neue Einwirkungen

Ein Vergleich der Varianten „Alt“ mit „Neu“ ermöglicht somit eine Aussage über die Auswirkungen der vorgesehenen Umstellung vom alten ins neue Regelwerk, im Rahmen derer sowohl die Anpassung des Nachweiskonzeptes als auch die Anpassung der Einwirkungen beinhaltet sind. Ein Vergleich der Varianten „Alt“ mit „AN“ ermöglicht hingegen – unter Beibehaltung des Nachweiskonzeptes – unmittelbar eine Aussage über die Auswirkungen der Lastanpassung. Dagegen erlaubt der Vergleich der Varianten „Neu“ mit „AN“ eine Aussage über das Sicherheitsniveau – unter Beibehaltung gleicher Einwirkungen – beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk.

Für jede der in Tab. 17 aufgeführten Einbausituation wurde jeweils eine Berechnung nach den drei Varianten durchgeführt.

4.3.2 Vergleichskenngröße

Im Zuge der Bearbeitung des Projekts hat es sich für den Vergleich der Berechnungsergebnisse als zweckmäßig erwiesen, in Abhängigkeit des Nachweiskonzeptes den so genannten Ausnutzungsgrad η gemäß nachfolgenden Definitionen zu verwenden.

$$\eta_{\text{Alt}} = \frac{\text{erforderliche Sicherheit}}{\text{vorhandene Sicherheit}} \quad (39)$$

$$\eta_{\text{Neu}} = \frac{\text{Bemessungswert der Einwirkung } E_d}{\text{Bemessungswert des Widerstandes } R_d} \quad (40)$$

Ist der Ausnutzungsgrad $\eta \leq 1,0$ bedeutet dies, dass sowohl nach altem als auch nach neuem Sicherheitskonzept der Nachweis erfüllt ist. Auf Grundlage der so definierten Ausnutzungsgrade ist damit, mit und ohne Variation der Einwirkungen, ein direkter Vergleich der Ergebnisse möglich.

4.3.3 Berechnungsannahmen

Ausgehend von den in Tab. 17 festgelegten Parametern wurden bei den Berechnungen die freien, d.h. die sich nach den statischen Erfordernissen ergebenden Parameter: die Blechdicke t in [mm] und die Anzahl Schrauben n_s in [Stk/m] gemäß nachfolgenden Grundsätzen ermittelt:

- Minimierung der Blechdicke t in dem praktischen Raster von 2,75 / 3,25 / 4,00 / 4,75 / 5,00 / 6,25 / 7,0 mm derart, dass alle Einzelnachweis für die Berechnungsvariante „Alt“ erfüllt sind, d.h. $\eta \leq 1,0$.
- Minimierung der Anzahl der Schrauben im typischen Bereich $n_s = 10, 15$ und 20 Stk/m.

In Fällen bei denen der Nachweis „Bruch der Schraubenverbindung“ bemessungsbestimmend war, wurde aus wirtschaftlichen Gründen primär die Blechdicke t zu Lasten der Anzahl der Schrauben n_S minimiert.

Innerhalb der Berechnungen wurden hinsichtlich der Streckgrenze die im entsprechenden Regelwerk festgelegten Werte, d.h. $\sigma_F = 240 \text{ N/mm}^2$ gemäß altem Regelwerk und $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ gemäß neuem Regelwerk verwendet.

Für die Grundbruchnachweise im Scheitel wurde bei hohen Überdeckungen von $h_{\bar{u}} > \frac{1}{2} \cdot r_1$ auf der sicheren Seite liegend die in Kapitel 2.2.6 und **Bild 17** aufgeführte lineare Interpolation verwendet.

4.4 Allgemeingültige Vergleichsbetrachtungen

4.4.1 Allgemein

Die Umstellung des Regelwerks wurde von der BAST-AG 2.1.1 unter der Maßgabe durchgeführt, dass beim Übergang vom alten Regelwerk (Variante „Alt“) ins neue Regelwerk (Variante „Neu“) das Sicherheitsniveau weitestgehend erhalten bleiben soll. Mathematisch lässt sich dies, unter Verwendung der in Gleichung (39) und (40) definierten Ausnutzungsgrade η_{Alt} und η_{Neu} , durch nachfolgende Bedingung ausdrücken:

$$\eta_{\text{Neu}} \approx \geq \eta_{\text{Alt}} \Rightarrow \frac{\eta_{\text{Neu}}}{\eta_{\text{Alt}}} \geq 1,0 \quad (41)$$

Durch Einführung von Einwirkungen E , Widerständen R und Sicherheitsfaktoren γ lassen sich die Ausnutzungsgrade η_{Alt} , η_{Neu} sowie auch η_{AN} wie folgt darstellen:

$$\eta_{\text{Alt}} = \frac{\gamma_{\text{Global}}}{R_{\text{Alt}} / E_{\text{Alt}}} \quad (42)$$

$$\eta_{\text{Neu}} = \frac{E_{\text{Neu,d}}}{R_{\text{Neu,d}}} \quad (43)$$

$$\eta_{\text{AN}} = \frac{\gamma_{\text{Global}}}{R_{\text{Alt}} / E_{\text{Neu,k}}} \quad (44)$$

mit

γ_{Global} globaler Sicherheitsfaktor gemäß altem Regelwerk

$E_{\text{Alt}}, R_{\text{Alt}}$ Einwirkung und Widerstand nach altem Regelwerk

$E_{\text{Neu,d}}$ Bemessungswert der Einwirkung nach neuem Regelwerk

$R_{\text{Neu,d}}$ Bemessungswert des Widerstands nach neuem Regelwerk

$E_{\text{Neu,k}}$ charakteristische Einwirkung ohne Schwingbeiwert nach neuem Regelwerk

Die Umstellung des Nachweiskonzepts wurde in Bezug auf den Bauteilwiderstand weiterhin derart durchgeführt, dass die im alten Regelwerk aufgeführten Bauteilwiderstände gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) im neuen Regelwerk um den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwert γ_M bzw. $\gamma_{M,Gr}$ reduziert worden sind:

$$R_{\text{Neu,d}} = \frac{R_{\text{Alt}}}{\gamma_M} \quad (45)$$

mit

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand gemäß neuem Regelwerk für den betreffenden Nachweis

Unter Verwendung und Umstellung der Gleichungen (41) - (45) lässt sich schließlich nachfolgender allgemein gültiger Zusammenhang das Verhältnis der Ausnutzungsgrade für die Varianten „Alt“ und „Neu“ herleiten:

$$\frac{\eta_{\text{Neu}}}{\eta_{\text{Alt}}} = \frac{E_{\text{Neu,d}}}{E_{\text{Alt}}} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_{\text{Global}}} \geq 1,0 \quad (46)$$

Gleichung (46) besagt, dass unter Kenntnis der Sicherheitsbeiwerte γ_M und γ_{Global} und des Quotienten der Einwirkungen $E_{\text{Neu,d}}/E_{\text{Alt}}$ eine allgemein gültige Aussage über das Sicherheitsniveau bzw. das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk getroffen werden kann.

In **Tab. 19** sind für die unterschiedlichen Nachweise bzw. Grenzzustände der globale Sicherheitsbeiwert γ_{Global} nach altem Regelwerk, der Teilsicherheitsbeiwert γ_M nach neuem Regelwerk sowie der Quotient der beiden Werte $\gamma_M/\gamma_{\text{Global}}$ aus Gleichung (46) zusammengestellt.

Nachweis / Grenz Zustand		Altes Regelwerk	Neues Regelwerk	Quo- tient
		γ_{Global}	γ_M	$\gamma_M / \gamma_{Global}$
Durchschla- gen Scheitel	$h/s < 0,7$	2,5	1,4	0,56
	$h/s \geq 0,7$	2,0	1,4	0,70
Bruch Schrauben- verbindung		2,5	1,7	0,68
Grundbruch Scheitel		2,0	1,4	0,70
Grundbruch Sohle		2,0	1,4	0,70

Tab. 19. Überblick Sicherheitsbeiwerte

4.4.2 Vergleich der Berechnungsvarianten „Alt“ mit „Neu“

Wie bereits in Abschnitt 3.3.5 erwähnt, wird bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken i.d.R. der Scheiteldruck p_s nach altem Regelwerk bzw. $p_{s,d}$ nach neuem Regelwerk als maßgebende Einwirkung für den Nachweis verwendet. Lediglich für den Grundbruch im Scheitel wird die gleichmäßig verteilte Flächenlast aus Verkehr p_{ov} bzw. $p_{ov,k}$ als Einwirkung benützt. Das in Gleichung (46) aufgeführte Verhältnis $E_{d,Neu}/E_{Alt}$ lässt sich somit in Abhängigkeit der maßgebenden Einwirkungsgröße wie folgt ermitteln:

Fall 1: Scheiteldruck als maßgebende Einwirkung

$$\frac{E_{Neu,d}}{E_{Alt}} = \frac{p_{s,d}}{p_s} = \frac{\gamma_G \cdot p_{B,k} + \gamma_Q \cdot p_{v,k}}{p_B + \varphi \cdot p_v} \quad [-] \quad (47)$$

Fall 2: Verkehrslast als maßgebende Einwirkung

$$\frac{E_{Neu,d}}{E_{Alt}} = \frac{p_{ov,d}}{p_{ov}} = \frac{\gamma_Q \cdot p_{ov,k}}{p_{ov}} = \frac{1,5 \cdot 65}{45} = 2,17 \quad [-] \quad (48)$$

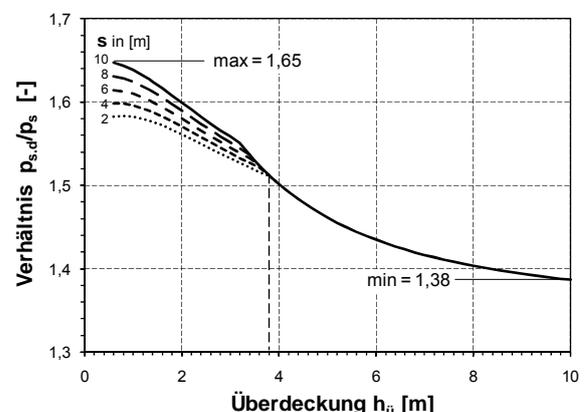
Während für den Fall 2 (Verkehrslast als maßgebende Einwirkung) das Verhältnis der Einwirkungen einen konstanten Wert von 2,17 annimmt, ist das Verhältnis für den Fall 1 (Scheiteldruck als maßgebende Einwirkung) abhängig von der Überdeckung $h_{\bar{u}}$, und bedingt durch den Schwingbeiwert φ im alten Regelwerk von der Spannweite s . Bild 34 zeigt für den Fall 1 eine grafische Darstellung des Quotienten der einwirkenden Scheiteldrücke $p_{s,d}/p_s$ nach altem und neuem Regelwerk. Der Verhältniswert liegt insgesamt in einem Bereich von 1,38 – 1,65 und ist bis zu einer Überdeckung von $h_{\bar{u}} = 3,8$ m von der Spannweite s des Wellstahlbauwerks abhängig.

Ausgehend von den beiden Quotienten der Einwirkungen in Gleichung (47) und (48) sowie dem Quotienten der Sicherheitsbeiwerte γ_M/γ_{Global} ge-

mäß Tab. 19, lassen sich schließlich für die unterschiedlichen Nachweise die Verhältnisse der Ausnutzungsgrade η_{Neu}/η_{Alt} beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk gemäß Gleichung (46) in Bild 35 grafisch aufzeigen. Für die Darstellung wurde eine Spannweite von $s = 4,0$ m gewählt. Für Überdeckungen $h_{\bar{u}} < 3,8$ m sind die Ergebnisse von der Spannweite s abhängig, während für größere Überdeckungen $h_{\bar{u}} \geq 3,8$ m die Ergebnisse unabhängig von der Spannweite s des Querschnitts sind, vgl. Bild 34.

Aus Bild 35 lässt sich ableiten, dass sich beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk für die Grenzzustände „Durchschlagen des Bauwerkscheitels“ für $h/s \geq 0,7$ und „Aufbruch der Sohle“ bis zu Überdeckungen von $h_{\bar{u}} \leq 6$ m maximal 12% höhere Ausnutzungsgrade bzw. Sicherheiten ergeben, während sich für höhere Überdeckungen von $h_{\bar{u}} > 6$ m etwas geringere Sicherheiten ergeben. Ein ähnliches Verhalten zeigt sich für den Grenzzustand „Bruch der Schraubenverbindung“. Für den Grenzzustand „Durchschlagen des Bauwerkscheitels“ für $h/s < 0,7$ ergeben sich durchgehend um 10-20% geringere Sicherheiten nach neuem Regelwerk. Dies ist auf das nun einheitliche Sicherheitsniveau beim Durchschlagnachweis gemäß neuem Regelwerk zurückzuführen, vgl. Abschnitt 3.4.4.

Bild 35 zeigt, dass sich für den Grenzzustand „Grundbruch im Scheitel“ beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk ein um den Faktor 1,52 (= 2,17 x 0,7) höherer Ausnutzungsgrad bzw. Sicherheit ergibt. Das heißt, bei diesem Nachweis wird durch die Umstellung des Regelwerks und die Anpassung der Einwirkungen das Sicherheitsniveau um ca. 50% angehoben. Die Ursache hierfür liegt vor allem durch den bei diesem Nachweis auf gleichmäßig verteilte Verkehrslast p_{ov} anstelle des sonst üblichen Scheiteldrucks p_s . Während beim

Bild 34. Verhältnis des Scheiteldrucks $p_{s,d}/p_s$ nach neuem und altem Regelwerk

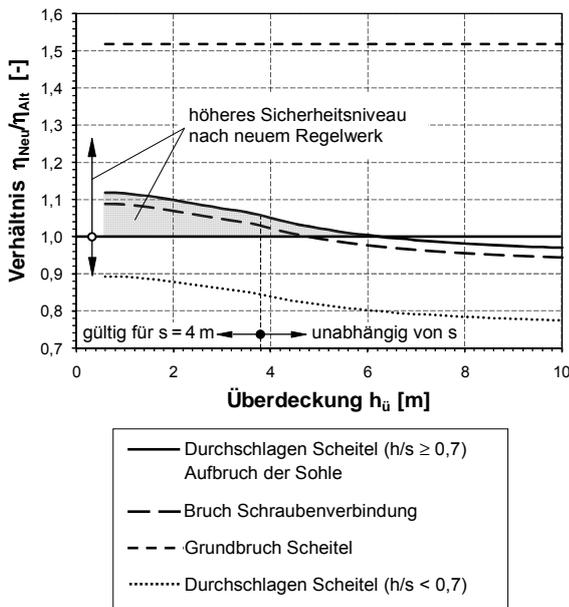


Bild 35. Allgemein gültiger Vergleich des Verhältnisses des Ausnutzungsgrades für die unterschiedlichen Nachweise „Neu“ und „Alt“ beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk, Spannweite $s = 4\text{ m}$

Scheiteldruck die Erhöhung der Verkehrslast p_{ov} bedingt durch den Wegfall des Schwingbeiwertes ϕ und durch das Eigengewicht der Überdeckung größtenteils kompensiert wird, vgl. **Bild 27**, ist diese beim Nachweis des „Grundbruch im Scheitel“ bedingt durch den einwirkungsseitig vorhandenen Bezug auf die Verkehrslast p_{ov} nicht der Fall. Die Anhebung der Verkehrslast von $p_{ov} = 45\text{ kN/m}^2$ (altes Regelwerk) auf $p_{ov,k} = 65\text{ kN/m}^2$ (neues Regelwerk) widerspiegelt sich nahezu unmittelbar im Nachweis in Form einer Erhöhung des Ausnutzungsgrades bzw. der Sicherheit.

Es ist anzumerken, dass sich der Grenzzustand „Grundbruch im Ulmenbereich“ nicht durch die dargestellten Betrachtungen erfassen lässt. Der Grenzzustand „Grundbruch im Ulmenbereich“ verwendet zwar auf der Einwirkungsseite als Referenzgröße den Scheiteldruck p_s , dieser wird jedoch gleichzeitig auch zur Ermittlung des Grundbruchwiderstandes $p_{2Gr,k}$ auf der Widerstandsseite in Form von $p_3 = p_s \cdot (r_1/r_3)$ verwendet, siehe Gleichung (9).

4.4.3 Vergleich der Berechnungsvarianten „AN“ mit „Neu“

In analoger Weise zum vorherigen Abschnitt lässt sich auch für den Vergleich der Berechnungsvariante „Neu“ mit „AN“ eine allgemeingültige Aussage über das Verhältnis der Ausnutzungsgrade und damit über die Veränderung des Sicherheitsniveaus infolge der alleinigen Umstellung des Nach-

weiskonzeptes unter Beibehaltung gleicher Einwirkungen ableiten. Hierzu wird Gleichung (46) entsprechend angepasst:

$$\frac{\eta_{Neu}}{\eta_{AN}} = \frac{E_{Neu,d}}{E_{Neu,k}} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_{Global}} \geq 1,0 \quad (49)$$

In Abhängigkeit der für den jeweiligen Nachweis maßgebenden Einwirkungsgröße (Scheiteldruck p_s bzw. Verkehrslast p_{ov}) wird für das Verhältnis der Einwirkungen wiederum nachfolgende Fallunterscheidung vorgenommen.

Fall 1: Scheiteldruck als maßgebende Einwirkung

$$\frac{E_{Neu,d}}{E_{Neu,k}} = \frac{p_{s,d}}{p_{s,k}} = \frac{\gamma_G \cdot p_{B,k} + \gamma_Q \cdot p_{v,k}}{p_{B,k} + p_{v,k}} \quad [-] \quad (50)$$

Fall 2: Verkehrslast als maßgebende Einwirkung

$$\frac{E_{Neu,d}}{E_{Neu,k}} = \frac{p_{ov,d}}{p_{ov,k}} = \frac{\gamma_Q \cdot p_{ov,k}}{p_{ov,k}} = \frac{1,5 \cdot 65}{65} = 1,5 \quad [-] \quad (51)$$

Ausgehend von den Quotienten der Einwirkungen in Gleichung (50) und (51) sowie dem Quotienten der Sicherheitsbeiwerte γ_M/γ_{Global} gemäß **Tab. 19**, lassen sich schließlich für die unterschiedlichen Nachweise die Verhältnisse der Ausnutzungsgrade η_{Neu}/η_{AN} gemäß Gleichung (49) in **Bild 36** grafisch aufzeigen.

Ist das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{Neu}/\eta_{AN} > 1,0$, so ergeben sich durch die Umstellung des Nachweiskonzeptes höhere Sicherheiten und umgekehrt.

Wie **Bild 36** entnommen werden kann, führt unter Beibehaltung der Einwirkungen die alleinige Umstellung des Sicherheitskonzeptes – vom Globalsicherheitskonzept gemäß altem Regelwerk ins Teilsicherheitskonzept gemäß neuem Regelwerk – lediglich zu einer geringen Veränderung des Sicherheitsniveaus. Mit Ausnahme des Nachweises „Durchschlagen im Bauwerksscheitel für $h/s < 0,7$ “ liegt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade in einem Bereich von $(\eta_{Neu}/\eta_{AN}) \approx 0,93 - 1,05$. Für den Nachweis „Durchschlagen im Bauwerksscheitelf für $h/s < 0,7$ “ wird hingegen das Sicherheitsniveau um ca. 20 - 25% reduziert.

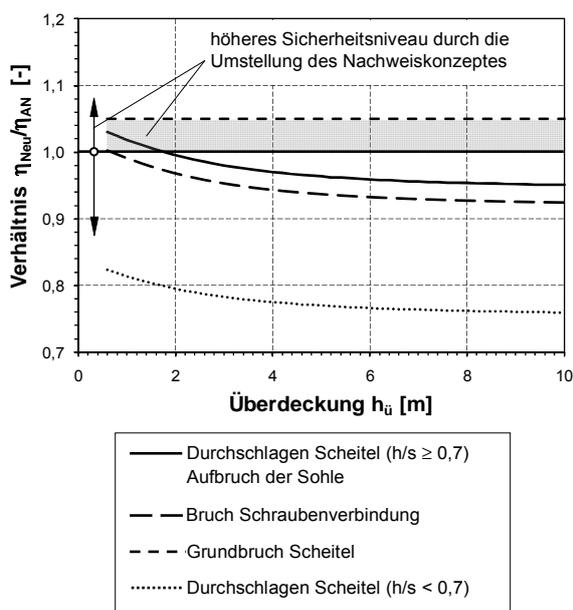


Bild 36. Allgemein gültiger Vergleich des Verhältnisses des Ausnutzungsgrades für die unterschiedlichen Nachweise „Neu“ und „AN“ infolge der Umstellung des Nachweiskonzeptes unter Beibehaltung gleicher Einwirkungen

4.5 Berechnungsergebnisse

4.5.1 Allgemeines

Die Durchführung der Berechnungen erfolgte unter Anwendung der Software MATHCAD Version 14. In diesem Programm wurde der Berechnungsalgorithmus mathematisch umgesetzt. Die einzelnen Berechnungsparameter und die daraus resultierenden Berechnungsergebnisse sind im Detail im Anhang 1 zusammengestellt.

Der Richtigkeit des benutzten Berechnungsalgorithmus wurde stichprobenartig durch unabhängige Vergleichsberechnungen überprüft. Es konnte eine hinreichende Übereinstimmung der Ergebnisse mit Abweichungen unter 5% erzielt werden. Im Anhang 2 zum Bericht sind exemplarisch für das Standardbeispiel die einzelnen Berechnungsschritte gemäß einer Bemessung nach den jeweiligen Varianten dargestellt.

4.5.2 Ergebnisse des Standardbeispiels

Für das Standardbeispiel des Maulprofils MA8 ($s = 3,7$ m, $h = 2,44$ m, $h_{\bar{u}} = 2,0$ m, $r_1 = 1,87$ m) sind in **Bild 37** die Ergebnisse für die drei untersuchten Varianten „Alt“, „AN“ und „Neu“ in Form der Ausnutzungsgrade η für die einzelnen Grenzzustände dargestellt. Die Ausnutzungsgrade beziehen sich auf die im alten Regelwerk festgelegte Mindest-

blechdicke von $t = t_{\min} = 4$ mm, vgl. **Tab. 13**. Die Anzahl der Schrauben beträgt $n_s = 10$ Stk/m.

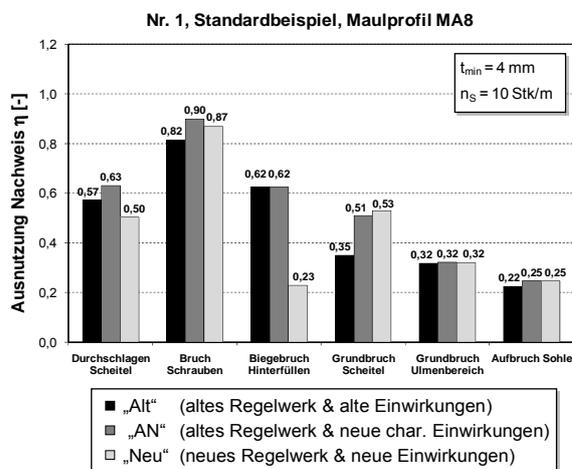


Bild 37. Vergleich Ausnutzungsgrade am Standardbeispiel, Maulprofil MA8, Nr. 1

Vergleich der Berechnungsvarianten „Alt“ mit „Neu“

Die Auswirkungen der vorgesehenen Umstellung des Regelwerks und Anpassung der Einwirkungen lassen sich im vorliegenden Fall durch Vergleich der Ergebnisse der Varianten „Alt“ mit „Neu“ wie folgt interpretieren:

- Beim Grenzzustand „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ ergibt sich gemäß neuem Regelwerk eine um den Faktor 0,87 ($= 0,50/0,57$) geringere Ausnutzung in der Nachweisführung. Dieses Ergebnis stimmt mit den in Abschnitt 4.4.2 durchgeführten allgemein gültigen Betrachtungen überein und ist in **Bild 38** dargestellt. Der geringere Ausnutzungsgrad ist Ergebnis des Wegfalls des höheren Sicherheitsniveaus für $h/s < 0,7$ im neuem Regelwerk, das im vorliegenden Fall mit $h/s = 2,44/3,7 = 0,66$ zutrifft.
- Die höchste Ausnutzung ergibt sich für den Grenzzustand „Bruch der Schraubenverbindung“. Gemäß altem Regelwerk beträgt der Ausnutzungsgrad $\eta_{\text{Alt}} = 0,82$ und nach neuem Regelwerk ist der Ausnutzungsgrad $\eta_{\text{Neu}} = 0,87$ um den Faktor 1,06 (6%) höher. Auch dieser Wert stimmt mit den allgemein gültigen Betrachtungen in Abschnitt 4.4.2 überein, vgl. **Bild 38**.
- Für den Grenzzustand „Biegebruch beim Hinterfüllen“ ergeben sich im vorliegenden Fall deutliche Unterschiede in Bezug auf den Ausnutzungsgrad. Die Ursache dieser starken Unterschiede ist jedoch lediglich in den für den Nachweis unterschiedlichen Bezugsgrößen zu sehen. Während im alten Regelwerk der Nachweis auf Basis des Grenzzadius $r_{1,gr}$, vgl. Gleichung (26),

geführt wird, wird im neuen Regelwerk als Bezugsgröße das Biegemoment $\max |M|$ gemäß Gleichung (29) verwendet. Diese beiden Kenngrößen stehen in folgendem funktionalen Zusammenhang: $M = f(r_1^3)$, was sich auch unmittelbar im Nachweis bzw. im Ausnutzungsgrad bemerkbar macht. Entsprechend ergibt sich nach dem neuen Regelwerk ein um die 3. Potenz geringerer Ausnutzungsgrad, was im vorliegenden Fall mit $0,22 \cong 0,62^3$ zutrifft.

- Der Grundbruchnachweis im Scheitel braucht gemäß neuem Regelwerk aufgrund der Bedingung $h_0/r_1 \geq 0,5$ formal nicht geführt zu werden. Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde im vorliegenden Fall der Ausnutzungsgrad dennoch ermittelt. Der Ausnutzungsgrad im alten Regelwerk beträgt 0,35 und gemäß neuem Regelwerk 0,53. Dies entspricht einer Erhöhung um den Faktor 1,51, das mit den allgemein gültigen Betrachtungen Abschnitt 4.4.2 und in **Bild 38** übereinstimmt. Im Vergleich zu den anderen Grenzzuständen ist der Nachweis nicht bemessungsrelevant.
- Für den Grenzzustand „Grundbruch im Ulmenbereich“ ergibt sich ein identischer Ausnutzungsgrad. Der Grund hierfür liegt in erster Linie darin, dass bei der Ermittlung des Grundbruchwiderstandes $p_{2Gr,k}$, siehe Gleichung (9), der einwirkende Scheiteldruck p_s in Form von $p_3 = p_s \cdot (r_1/r_3)$ berücksichtigt wird. Durch die Erhöhung der Einwirkungen gemäß neuer Richtlinie erhöht sich bei diesem Nachweis entsprechend auch der Grundbruchwiderstand, was insgesamt zu einem nahezu identischen Ausnutzungsgrad führt.
- Für den Grenzzustand „Aufbruch der Sohle“ ist der Ausnutzungsgrad gemäß neuem Regelwerk um den Faktor 1,10 ($= 0,245/0,223$) größer. Dieses Ergebnis steht ebenfalls im Einklang mit der Darstellung in **Bild 38**.

Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „AN“

Unter Beibehaltung gleicher Einwirkungen, lassen sich die Auswirkungen der vorgesehenen Umstellung des Sicherheitskonzeptes – vom Globalsicherheitskonzept gemäß altem Regelwerk ins Teilsicherheitskonzept gemäß neuem Regelwerks – im vorliegenden Fall durch Vergleich der Ergebnisse der Varianten „Neu“ mit „AN“ wie folgt interpretieren:

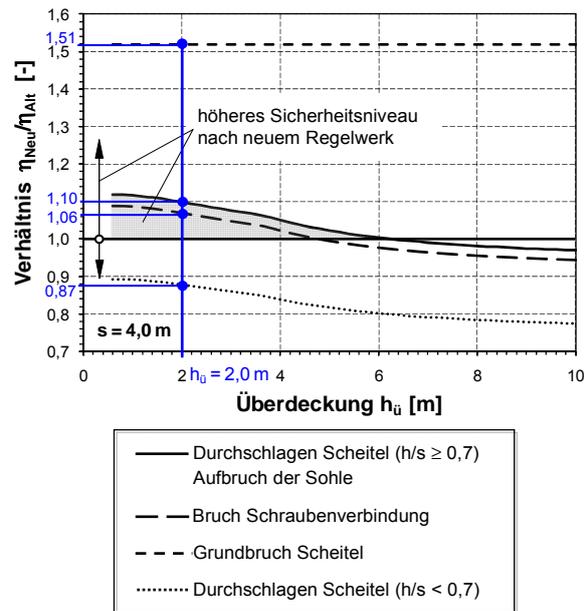


Bild 38. Änderung der Sicherheitsverhältnisse beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk, Berechnungsvariante „Alt“ mit „Neu“, Maulprofil MA8, Nr. 1, Spannweite $s = 3,7$ m, Höhe $h = 2,44$ m, Überdeckung $h_0 = 2,0$ m

- Für die Grenzzustände „Bruch der Schraubenverbindung“, „Grundbruch im Scheitel“, „Grundbruch im Ulmenbereich“ und „Aufbruch der Sohle“ ergeben sich nur minimale Änderungen der Ausnutzungsgrade im Bereich von $\pm 5\%$. Das heißt, die Umstellung des Nachweis Konzeptes führt für diese Grenzzustände zu keinen nennenswerten Veränderungen des Sicherheitsniveaus.
- Für den Grenzzustand „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ ergibt sich gemäß der Berechnungsvariante „Neu“ (neues Regelwerk) eine um den Faktor 0,79 ($= 0,50/0,63$) geringere Ausnutzung in der Nachweisführung im Vergleich zur Variante „AN“. Dieses Ergebnis stimmt mit den in Abschnitt 4.4.3 durchgeführten allgemein gültigen Betrachtungen überein und ist in **Bild 39** dargestellt. Die geringere Ausnutzungsgrad ist Ergebnis des Wegfalls des höheren Sicherheitsniveaus für $h/s < 0,7$ im neuem Regelwerk, das im vorliegenden Fall mit $h/s = 2,44/3,7 = 0,66$ zutrifft.

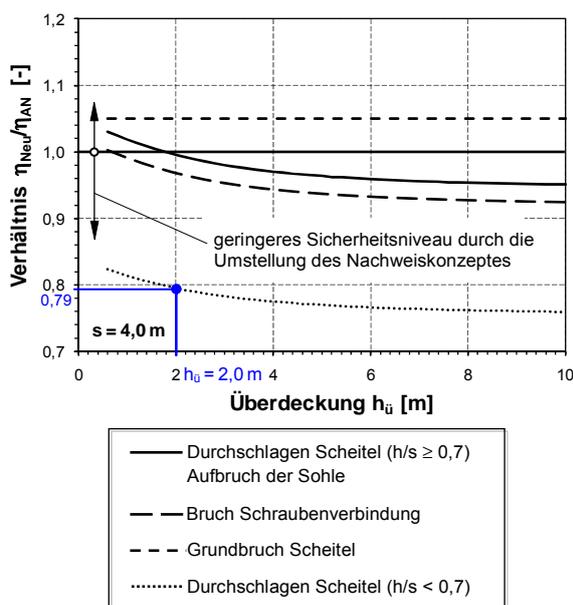


Bild 39. Änderung der Sicherheitsverhältnisse beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk, Berechnungsvariante „Neu“ mit „AN“, Maulprofil MA8, Nr. 1, Spannweite $s = 3,7$ m, Höhe $h = 2,44$ m, Überdeckung $h_{\bar{u}} = 2,0$ m

Vergleich der Berechnungsvarianten „Alt“ mit „AN“

Unter Beibehaltung des Nachweiskonzeptes können die Auswirkungen der Anpassung der Einwirkungen, durch Erhöhung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$ auf $p_{ov,k} = 65 \text{ kN/m}^2$ gemäß **Bild 37** durch Vergleich der Ausnutzungsgrade der Varianten „Alt“ mit „AN“ erfolgen und lassen sich wie folgt interpretieren:

- Für die Grenzzustände „Durchschlagen des Bauwerksscheitel“, „Bruch der Schraubenverbindung“ und „Aufbruch der Sohle“ führt die Anhebung der Verkehrslast in allen Fällen lediglich zu einer Erhöhung der Ausnutzungsgrade um den Faktor 1,1. Da die vorab genannten Grenzzustände als maßgebende Einwirkung für den Nachweis jeweils den Scheiteldruck $p_{s,k}$ verwenden, steht das Ergebnis im Einklang mit den bereits in Abschnitt 3.3.6 durchgeführten Betrachtungen, vgl. **Bild 40**. Die im Vergleich zur Lastanpassung resultierende geringe Erhöhung des Ausnutzungsgrades ergibt sich durch den Wegfall des Schwingbeiwerts φ und durch die Überlagerung der Verkehrslasten mit den ständigen Lasten aus der Bodenauflast.
- Beim Grenzzustand „Grundbruch im Scheitel“ stellt sich eine Erhöhung des Ausnutzungsgrades um den Faktor $0,51/0,35 = 1,45$ ein. Da der Grundbruchnachweis im Scheitel als maßgebende Einwirkung die gleichmäßig verteilte Verkehrslast p_{ov} bzw. $p_{ov,k}$ verwendet, widerspiegelt dieser Faktor unmittelbar das Verhältnis $p_{ov,k}/p_{ov} =$

$65/45 = 1,44$. Da bereits im alten Regelwerk die gleichmäßig verteilte Verkehrslast nicht durch den Schwingbeiwert φ zu erhöhen war, findet im Unterschied zu den anderen Grenzzuständen in diesem Fall auch keine Kompensation der Lasterhöhung durch den Wegfall des Schwingbeiwertes statt.

- Für die Grenzzustände „Biegebruch beim Hinterfüllen“ und „Grundbruch im Ulmenbereich“ führt die Anpassung der Einwirkungen zu keinen Veränderungen der Ausnutzungsgrade.

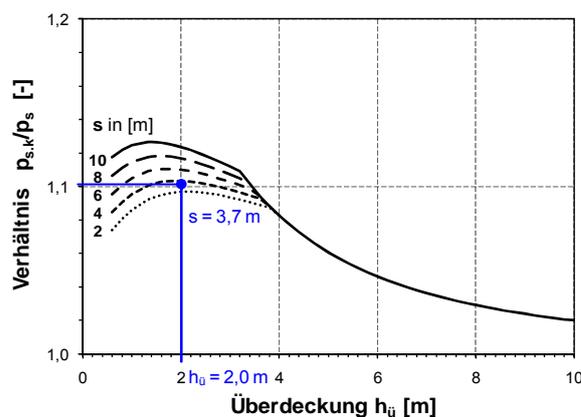


Bild 40. Verhältnis des Scheiteldrucks $p_{s,k}/p_s$ nach neuem und altem Regelwerk, Vergleich der Einwirkungen der Varianten „Alt“ und „AN“

4.5.3 Einfluss der Änderung der Mindestblechdicke

Die in **Bild 37** dargestellten Ausnutzungsgrade basieren auf der nach dem altem Regelwerk definierten Mindestblechdicke $t_{min} = 4$ mm. Im neuen Regelwerk wurde die Mindestblechdicke jedoch auf $t_{min} = 3,25$ mm reduziert. In der nachfolgenden Darstellung in **Bild 41** ist diese Änderung berücksichtigt, indem die Blechdicken an die Mindestwerte des entsprechenden Regelwerks angepasst wurden. **Bild 41** zeigt, dass die reduzierte Mindestblechdicke im neuen Regelwerk unter Einhaltung des Grenzzustandes „Bruch der Schrauben“ nur in Verbindung mit einer größeren Anzahl von Schrauben $n_s = 15$ Stk/m möglich ist. Weiterhin führt die geringere Mindestblechdicke im Vergleich zu **Bild 37** zu einer ca. 10%igen Erhöhung der Ausnutzungsgrade bei den Nachweisen „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ und „Grundbruch im Scheitel“ sowie einer ca. 20%igen Erhöhung des Ausnutzungsgrades beim Nachweis „Biegebruch beim Hinterfüllen“, die alle von der Blechdicke abhängig sind.

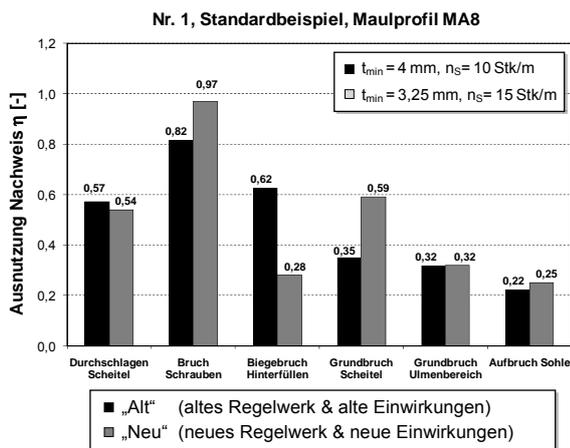


Bild 41. Vergleich Ausnutzungsgrade Variante „Alt“ mit „Neu“, Änderung der Mindestblechdicke, Standardbeispiel Maulprofil MA8

Der Einfluss der Mindestblechdicke wird daher, für alle davon betroffenen Varianten, jeweils in Form einer separaten Darstellung wie hier am Standardbeispiel dargestellt, aufgezeigt.

Die Vergleichsberechnungen zeigen, dass die Änderung der Mindestblechdicke einen ausgeprägten Einfluss auf den Nachweis „Bruch der Schrauben“ hat, und im Allgemeinen im Vergleich zum alten Regelwerk bei geringeren Blechdicken zu einer Erhöhung der Anzahl der Schrauben führt.

4.5.4 Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Unter Verwendung der Ausnutzungsgrade lassen sich Änderungen bei den Nachweisen durch den Verhältniswert der Ausnutzungsgrade der einzelnen Berechnungsvarianten darstellen. Für den Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ zeigt **Bild 42** zusammenfassend die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen für die einzelnen Einbausituationen die mit den lfd. Nummern 1 - 59 gekennzeichnet sind. Dargestellt ist das Verhältnis der Ausnutzungsgrade:

- $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ für den Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „Alt“ im Rahmen dessen die Auswirkungen der Änderungen des Nachweiskonzepts und der Anpassung der Einwirkungen dargestellt werden und
- $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}}$ für den Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „AN“ im Rahmen dessen unter Beibehaltung der Einwirkungen lediglich die Auswirkungen der Änderungen der Umstellung des Nachweiskonzepts dargestellt werden.

Für den Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „AN“ ist liegt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}}$ in einem Bereich von 0,8 - 1,0. Bei

genauerer Betrachtung wird deutlich, dass es sich bei den Vergleichsberechnungen mit $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}} \cong 0,8$ um Querschnitte handelt mit $h/s < 0,7$ für die sich infolge der Umstellung der Sicherheitsanforderungen gemäß neuem Regelwerk geringere Sicherheiten ergeben, und für die Fälle $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}} \cong 1,0$ um Querschnitte mit $h/s \geq 0,7$. Die Ergebnisse stehen daher im Einklang mit den Betrachtungen in Abschnitt 4.4.3.

Für den Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „Alt“ ($\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$) wird mit Ausnahme der lfd. Nr. 4, 23, 25, 26, 28, 56, 58 und 59 deutlich, dass das Verhältnis in einem Streuband von $1,0 \pm 0,2$ liegt und auch mit den allgemein gültigen Betrachtungen in Abschnitt 4.4.2 übereinstimmt. Bei genauerer Betrachtung der vorab genannten Ausnahmen fällt jedoch auf, dass es sich hier jeweils um eine Überdeckung von $h_{\bar{u}} = 3,0 \text{ m}$ handelt, vgl. **Tab. 17**. Die Traglastgrenze beim Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ ist neben dem dimensionslosen Steifigkeitsparameter $\alpha = EI/(k \cdot r_1^3)$ und der Querschnittsform auch von dem so genannten Lastangriffsparameter ψ_B abhängig, vgl. **Bild 8**. Der Lastangriffsparameter ist wiederum von der Überdeckung $h_{\bar{u}}$ abhängig und wie folgt festgelegt:

$$\psi_B = 2,36 \text{ für } p_{B,k} > p_{ov,k} \text{ hohe Überdeckung} \quad (52)$$

$$\psi_B = 1,57 \text{ für } p_{B,k} \leq p_{ov,k} \text{ geringe Überdeckung} \quad (53)$$

Bild 43 zeigt den von der Überdeckung abhängigen Verlauf des Lastangriffsparameters ψ_B gemäß altem und neuem Regelwerk. Bedingt durch die Erhöhung der Verkehrslast von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$ auf $p_{ov,k} = 65 \text{ kN/m}^2$ ändert sich der Lastangriffsparameter nach altem Regelwerk bei $h_{\bar{u}} = 2,25 \text{ m}$ und nach neuem Regelwerk bei $h_{\bar{u}} = 3,25 \text{ m}$. Diese Änderung hat wiederum Auswirkungen auf den Durchschlagswiderstand, da sich für $\psi_B = 1,57$ geringere Durchschlaglasten ergeben als für $\psi_B = 2,36$. Da die Überdeckung von $h_{\bar{u}} = 3,0 \text{ m}$ genau in diesem Übergang liegt, führt dies bei den vorab genannten Vergleichsberechnungen nach neuem Regelwerk zu geringeren Durchschlaglasten, die als Resultat einen höheren Ausnutzungsgrad verursachen.

Die Untersuchungen machen deutlich, dass sich bei einer Überdeckung im Bereich von $2,25 \text{ m} < h_{\bar{u}} < 3,25 \text{ m}$, bedingt durch die Änderung des Lastangriffsparameters ψ_B , größere Unterschiede beim Durchschlagnachweis ergeben, derart dass dies im neuen Regelwerk zu deutlich größeren Ausnutzungsgraden führt, die um den Faktor 1,25 - 1,8 über den Werten des alten Regelwerks liegen.

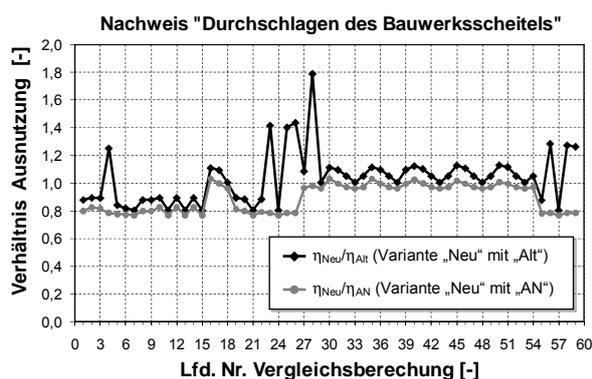


Bild 42. Verhältnis der Ausnutzungsgrade für den Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“

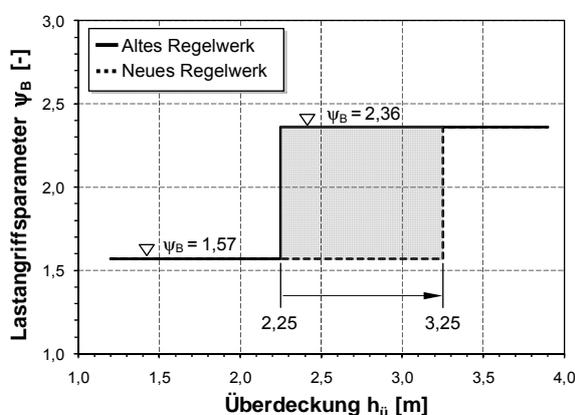


Bild 43. Verlauf des Lastangriffsparameters in Abhängigkeit der Überdeckung

4.5.5 Bruch der Schraubenverbindung

Bild 44 zeigt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ (Variante „Neu“ zu „Alt“) und $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}}$ (Variante „Neu“ zu „AN“) für den Nachweis „Bruch der Schraubenverbindung“.

Das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}}$ liegt für alle Vergleichsberechnungen in einem Bereich von 0,93 – 1,0 nahe 1,0. Dies ist gleichbedeutend mit der Tatsache, dass sich die Nachweise nur geringfügig unterscheiden und die Umstellung des Nachweiskonzeptes unter Beibehaltung der Einwirkungen nur geringfügige Auswirkungen hat.

Das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ liegt für den Großteil der Vergleichsberechnungen in einem Bereich von 0,95 – 1,10, d.h. die Nachweise unterscheiden sich nur geringfügig. Dies ist gleichbedeutend mit der Tatsache, dass sich beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk, durch die Änderung des Nachweiskonzeptes und die Anpassung der Einwirkungen keine großen Unterschiede ergeben. Die über den Wert von $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}} > 1,1$ hinausgehenden Abweichungen für die Vergleichs-

berechnungen mit den lfd. Nummern 23, 25, 26, 28, 56, 58 und 59 sind wiederum auf die Unterschiede infolge des Lastangriffsparameters ψ_B zurückzuführen, vgl. **Bild 43**, da wie beim Durchschlagen des Scheitels auch die kritische Normalkraft $N_{D,k}$ für den Nachweis der Schraubenverbindung vom Lastangriffsparameter ψ_B abhängt, vgl. **Bild 9**.

Der in **Bild 44** dargestellte Vergleich der Ausnutzungsgrade macht auch deutlich, dass kein signifikanter Einfluss der Querschnittsform (Maulprofil, Kreisprofil,....) zu erkennen ist.

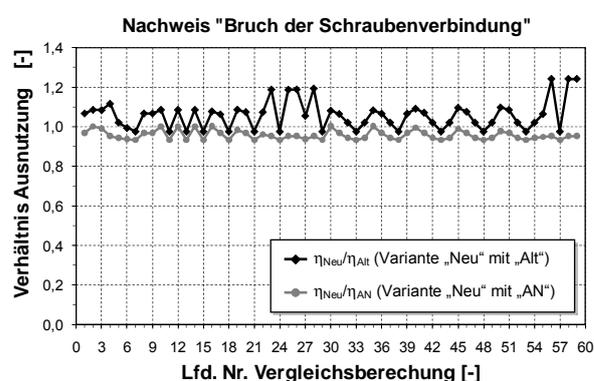


Bild 44. Verhältnis der Ausnutzungsgrade für den Nachweis „Bruch der Schraubenverbindung“

4.5.6 Biegebruch beim Hinterfüllen

Auf eine vergleichende Darstellung der Ausnutzungsgrade für den Nachweis „Biegebruch beim Hinterfüllen“ wird an dieser Stelle verzichtet, da es sich hierbei lediglich um einen Bauzustand handelt, für den bei Nichteinhaltung des Nachweises entsprechende Maßnahmen (z.B. Scheitelauflast) auf der Baustelle vorzunehmen sind. Die grundlegenden Änderungen der Nachweisführung sind bereits in Abschnitt 3.4.6 dargestellt. Die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen können bei Bedarf im Anhang 1 eingesehen werden.

4.5.7 Grundbruch im Scheitelbereich

Überprüfung der Anwendungsbedingung

Der Nachweis „Grundbruch im Scheitel“ ist nach neuem Regelwerk formal nur für die Bedingung $h_{\bar{u}} < 0,5 \cdot r_1$, (geringe Überdeckung) zu führen, während nach altem Regelwerk der Nachweis noch unabhängig von der Überdeckung zu führen war. Die im neuen Regelwerk vorhandene Einschränkung des Nachweises für geringe Überdeckungen ($h_{\bar{u}}/r_1 < 0,5$) beruht auf Erfahrungen und stellt für die Bemessung eine Vereinfachung dar.

Um diese Einschätzung überprüfen zu können, zeigt **Bild 45** für die Berechnungsvariante „Alt“ (altes Regelwerk & alte Einwirkungen) eine Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade „Grundbruch im Scheitel“ zu dem maximalen Ausnutzungsgrad aller weiteren Grenzzustände (Ausnahme: Biegebruch beim Hinterfüllen). Entsprechend der Darstellung in **Bild 45** ist eine Grundbruchgefahr im Scheitel in 6 Fällen bei den Vergleichsberechnungen mit der lfd. Nr. 2, 12, 30, 35, 40 und 45 zu erkennen. Überprüfungen haben ergeben, dass es sich hierbei handelt jeweils um Einbausituationen bei denen die Mindestüberdeckung $h_{\bar{u}} = h_{\bar{u},\min}$ gewählt wurde mit einem Verhältnis von $h_{\bar{u}} < 0,4 \cdot r_1$. Die im neuen Regelwerk getroffene Vereinfachung in der Nachweisführung kann damit für das alte Regelwerk bestätigt werden.

Analog zu **Bild 45** zeigt **Bild 46** für die Berechnungsvariante „Neu“ (neues Regelwerk & neue Einwirkungen) eine Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade „Grundbruch im Scheitel“ zu dem maximalen Ausnutzungsgrad aller weiteren Grenzzustände. In dieser Darstellung wird in 13 Fällen der Grundbruchnachweis im Scheitel maßgebend. Hierbei handelt es sich jeweils um Einbausituationen bei denen die Mindestüberdeckung $h_{\bar{u}} = h_{\bar{u},\min}$ gewählt wurde mit einem Verhältnis von $h_{\bar{u}} < 0,53 \cdot r_1$. Die im neuen Regelwerk getroffene Vereinfachung in der Nachweisführung kann damit nicht bestätigt werden. Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen scheint eine Anpassung auf das Verhältnis $h_{\bar{u}} < 0,55 \cdot r_1$ möglich.

Vergleich der Ausnutzungsgrade

Bild 47 zeigt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ (Variante „Neu“ zu „Alt“) und $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}}$ (Variante „Neu“ zu „AN“) für den Nachweis „Grundbruch im Scheitel“

Das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}}$ liegt mit Ausnahme der Vergleichsberechnungen mit der lfd. Nr. Nr. 19, 22, 27 und 55 in einem Bereich von 0,97 – 1,08 nahe 1,0. Dies ist gleichbedeutend mit der Tatsache, dass sich für diese Fälle die Nachweise nur geringfügig unterscheiden und die Umstellung des Nachweiskonzeptes unter Beibehaltung der Einwirkungen nur geringfügige Auswirkungen hat.

Bei den in **Bild 47** dargestellten größeren Abweichungen, bei denen das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{AN}} > 1,33$ ist (Vergleichsberechnungen mit den lfd. Nr. 19, 22, 27 und 55), fällt auf, dass es sich hierbei ausschließlich um Maul- und Bogenprofile mit Spannweiten $s > 5\text{ m}$ handelt, bei denen gemäß neuem Regelwerk die neuen Regeln zur Mindestüberdeckungen greifen, vgl. **Bild 29**.

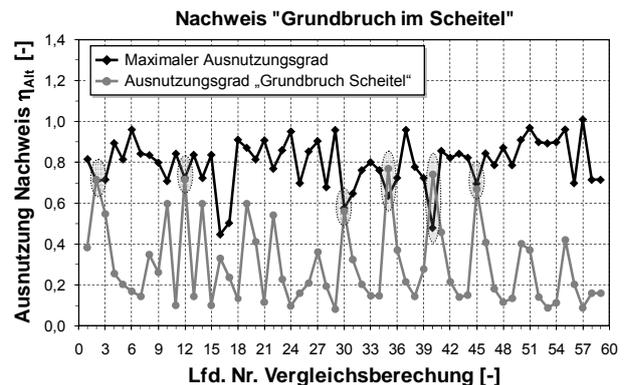


Bild 45. Verhältnis des maximalen Ausnutzungsgrades zum Ausnutzungsgrad für den Nachweis „Grundbruch im Scheitel“, Berechnungsvariante „Alt“

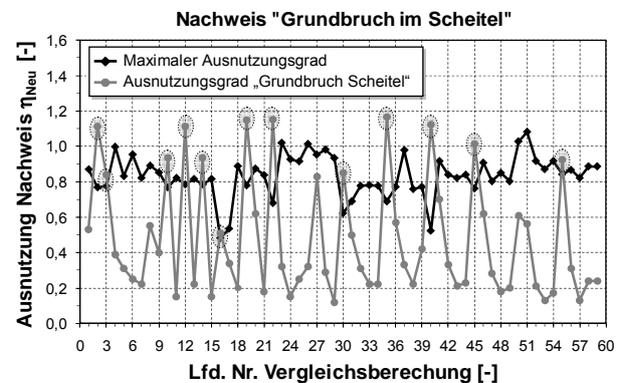


Bild 46. Verhältnis des maximalen Ausnutzungsgrades zum Ausnutzungsgrad für den Nachweis „Grundbruch im Scheitel“, Berechnungsvariante „Neu“

Bild 48 zeigt für diese Fälle ein Vergleich der Mindestüberdeckungen $h_{\bar{u},\min}$. Infolge der Abhängigkeit des Grundbruchwiderstands von der Überdeckung, führt die geringere Mindestüberdeckung gemäß dem neuen Regelwerk zu einem geringeren Grundbruchwiderstand $p_{\text{ogr},k}$, vgl. **Bild 50**, gleichbedeutend mit einer höheren Ausnutzung des Nachweises im Vergleich zum alten Regelwerk.

In **Bild 47** liegt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ für den Vergleich der Variante „Neu“ mit „Alt“ in den meisten Fällen in einem Bereich von ca. 1,5. Das bedeutet, dass sich durch die Umstellung des Nachweiskonzeptes und die Anpassung der Einwirkungen ein um den 1,5 höhere Ausnutzung bzw. Sicherheit nach neuem Regelwerk ergibt. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den allgemein gültigen Betrachtungen des Abschnitts 4.4.2. Die deutlich über Faktor $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}} > 1,5$ hinausgehenden Fälle sind, wie bereits erwähnt, von der Änderung der Mindestüberdeckung betroffen, vgl. **Bild 48**.

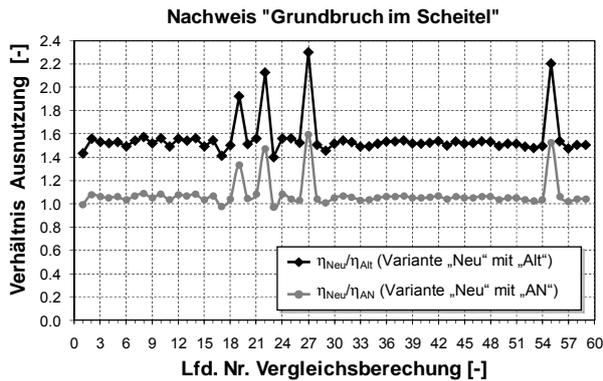


Bild 47. Verhältnis der Ausnutzungsgrade für den Nachweis „Grundbruch im Scheitel“

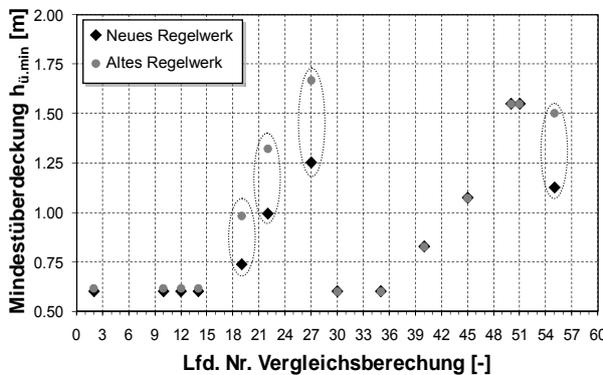


Bild 48. Vergleich Mindestüberdeckung $h_{u,min}$

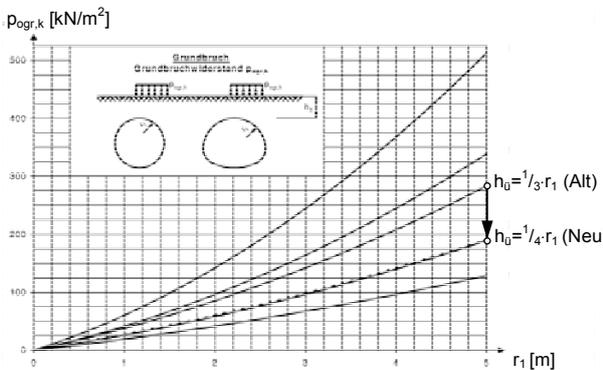


Bild 49. Reduzierung des Grundbruchwiderstands $p_{ogr,k}$ durch geringere Mindestüberdeckung h_u , am Beispiel mit der lfd. Nr. 27, Maulprofil MA41, Spannweite $s = 10$ m, $r_1 = 5,0$ m $\varphi'_k = 35^\circ$

Betreffend den Grundbruchnachweisen im Scheitel ist weiterhin zu erwähnen, dass bei der Vergleichsrechnung mit der lfd. Nr. 40 (Unterführungsprofil UF10) der Nachweis gemäß neuem Regelwerk trotz maximaler Blechdicke von $t = 7$ mm und maximalen Bodenkennwerten ($E_S = 40.000$ kN/m² und $\varphi'_k = 35^\circ$) nicht erbracht werden konnte, vgl. **Bild 50**.

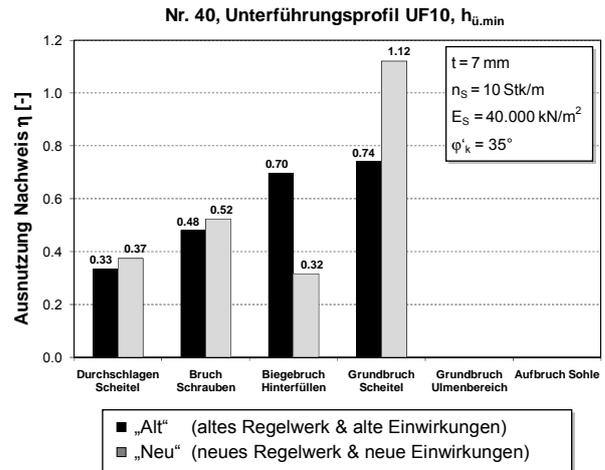


Bild 50. Vergleich Ausnutzungsgrade, Unterführungsprofil UF10, Nr. 40, Fall Mindestüberdeckung

Insgesamt zeigt sich eine deutliche Verschärfung in der Nachweisführung beim Grundbruchnachweis im Scheitel im neuen Regelwerk, das zum Einen auf die Anpassung der Einwirkungen und zum Anderen auf die Änderungen der Mindestüberdeckung bei den Maul- und Bogenprofilen zurückzuführen ist. Wie bereits in Abschnitt 3.4.7 aufgeführt, steht das im neuen Regelwerk vorhandene Nachweisformat, vgl. Gleichung (34), nicht im Einklang mit den allgemeinen Anforderungen der DIN 1054:2005 und DIN EN 1990:2002 im Sinne des Teilsicherheitskonzeptes und der Trennung von Einwirkungen und Widerständen. Aus diesem Grund wurde ebenfalls im Abschnitt 3.4.7 mit der Gleichung (35) ein in Anlehnung an diese Normen harmonisiertes Nachweisformat vorgeschlagen, in dem die Einwirkungen und Widerstände getrennt sind und mit den jeweils zutreffenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert werden. Um die Auswirkungen dieser vorgeschlagenen Anpassung des Nachweisformats zu überprüfen wurden separate Vergleichsberechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Vergleichsberechnungen sind in **Bild 51** zusammengefasst. Dargestellt sind, für die nach neuem Regelwerk relevanten Fälle ($h_u/r_1 < 0,5$), die jeweiligen Ausnutzungsgrade für den Grundbruchnachweis im Scheitel gemäß den Nachweisformaten nach Gleichung (34) entsprechend dem neuen Regelwerk und gemäß Gleichung (35) entsprechend dem Neuvorschlag. Insgesamt zeigt sich in Bezug auf die Abweichungen kein konsistentes Erscheinungsbild. Der Neuvorschlag führt sowohl zu größeren als auch teilweise deutlich geringeren Ausnutzungsgraden im Vergleich zum bestehenden Nachweisformat im neuen Regelwerk. Eine ggf. vorgesehene Anpassung des Nachweisformats kann nicht ohne weiteres empfohlen werden. Es sind entsprechend weitergehende Untersuchungen erforderlich.

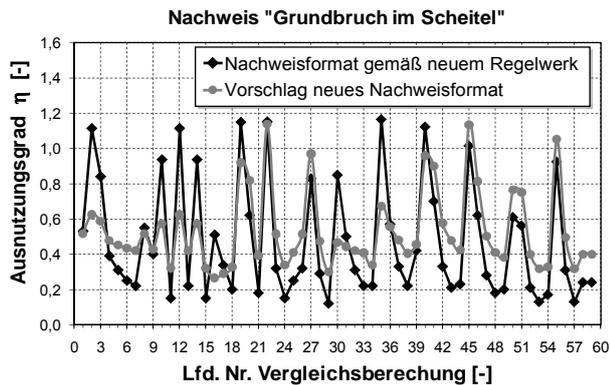


Bild 51. Vergleich Ausnutzungsgrade für den Nachweis Grundbruch im Scheitel gemäß neuem Regelwerk (Variante „Neu“) und Variation des Nachweisformats gemäß den Gleichungen (34) und (35)

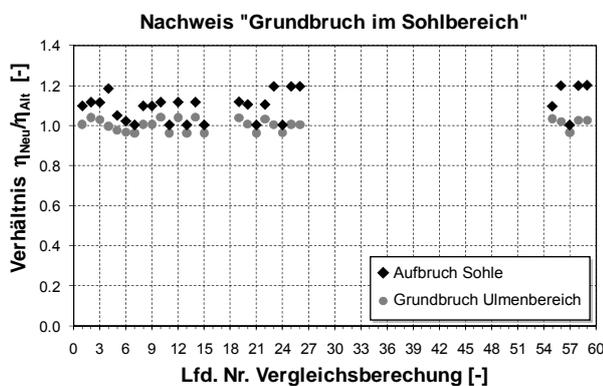


Bild 52. Verhältnis der Ausnutzungsgrade Variante „Neu“ mit „Alt“ für alle Vergleichsberechnungen

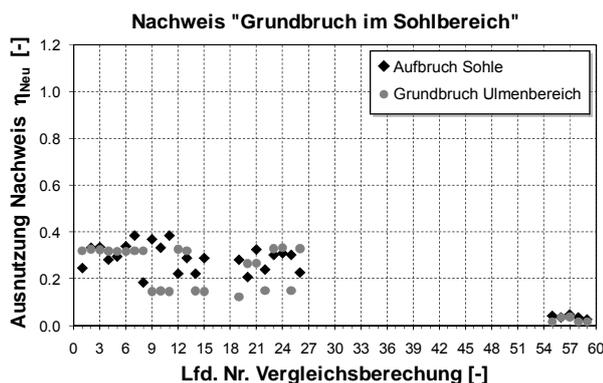


Bild 53. Ausnutzungsgrade nach neuem Regelwerk für die Grundbruchnachweise im Sohlbereich

4.5.8 Grundbruch im Sohlbereich

Bild 52 zeigt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade $\eta_{\text{Neu}}/\eta_{\text{Alt}}$ (Vergleich Variante „Neu“ mit „Alt“) für die Grundbruchnachweise im Sohlbereich. Das Verhältnis liegt in einem Bereich von 0,96–1,2. Tendenziell sind beim Nachweis „Aufbruch der Sohle“ gemäß neuem Regelwerk höhere Ausnutzungsgrade zu beobachten, während beim Nachweis

„Grundbruch im Ulmenbereich“ i.d.R. geringere Ausnutzungsgrade vorliegen. Es sind keine wesentlichen Unterschiede der Ausnutzungsgrade beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk zu beobachten.

Hinsichtlich den Grundbruchnachweisen im Sohlbereich ist weiterhin festzustellen, dass diese Grenzzustände im Vergleich zu den anderen Nachweisen in keinem Fall bemessungsbestimmend sind. Die maximale Ausnutzung η_{Neu} nach neuem Regelwerk (Variante „Neu“) lag im Bereich von 0,4, vgl. **Bild 53**, und ist somit deutlich kleiner als 1,0. Dem Grundbruch im Sohlbereich ist daher bei der Untersuchung der hier gewählten Einbausituationen weniger Bedeutung zuzuordnen.

4.5.9 Zusammenfassung der Vergleichsberechnungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen für das repräsentativ gewählte Parameterfeld von insgesamt 59 unterschiedlichen Einbausituationen von Wellstahlbauwerken zusammengefasst.

Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „Alt“

Die Umstellung des Sicherheits- bzw. Nachweis-konzepts und die Anpassung der Verkehrslasten beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk (Vergleich der Variante „Neu“ mit „Alt“) führt zu folgenden Veränderungen:

1) Durchschlagen des Bauwerksscheitels

- ($h_{\bar{u}} \leq 2,25 \text{ m}$ oder $h_{\bar{u}} \geq 3,25 \text{ m}$) und $h/s \geq 0,7$: Die Umstellung des Regelwerks führt zu keinen wesentlichen Veränderungen des Sicherheitsniveaus im Vergleich zum bestehenden Regelwerk. Bei allen Vergleichsberechnungen lag das Verhältnis der Ausnutzungsgrade in einem – nach Meinung der Autoren akzeptablen – Bereich von 0,9 – 1,1.
- ($h_{\bar{u}} \leq 2,25 \text{ m}$ oder $h_{\bar{u}} \geq 3,25 \text{ m}$) und $h/s < 0,7$: Das neue Regelwerk führt zu einem 10-20% geringeren Sicherheitsniveau. Ursache hierfür ist das im neuen Regelwerk vorhandene konstante Sicherheitsniveau unabhängig vom Verhältnis h/s .
- ($2,25 \text{ m} < h_{\bar{u}} < 3,25 \text{ m}$): In diesem Überdeckungsbereich führt die Umstellung des Sicherheitskonzepts und die Anpassung der Verkehrslasten zu größeren Veränderungen der Ausnutzungsgrade bzw. des Sicherheitsniveaus. Nach neuem Regelwerk ergeben sich – auf der sicheren Seite liegend – um

den Faktor 1,3–1,8 höhere Ausnutzungsgrade im Vergleich zum bestehenden Regelwerk. Die Ursache hierfür liegt in der Festlegung des vom Beanspruchungsverhältnis $p_{B,k}/p_{ov,k}$ abhängigen Lastangriffsparameters ψ_B . Die Anhebung der Verkehrslasten führt zu einer Veränderung der Abgrenzung zwischen $\psi_B = 1,57$ (für $p_{B,k} \leq p_{ov,k}$) und $\psi_B = 2,36$ (für $p_{B,k} > p_{ov,k}$).

Will man das vorhandene Sicherheitsniveau, entsprechend der Zielsetzung einer möglichst gleichbleibenden Sicherheit aufrechterhalten, so könnte dies z.B. durch eine von der Überdeckung $h_{\bar{u}}$ abhängigen Definition des Lastangriffsparameters ψ_B erfolgen:

$$\psi_B = \begin{cases} 1,57 & \text{für } h_{\bar{u}} < 2,25\text{m} \\ 2,36 & \text{für } h_{\bar{u}} \geq 2,25\text{m} \end{cases} \quad (54)$$

2) Bruch der Schraubenverbindung

Die Umstellung des Regelwerks führt zu keinen wesentlichen Veränderungen des Sicherheitsniveaus. Für den Überdeckungsbereich von $h_{\bar{u}} \leq 2,25\text{m}$ oder $h_{\bar{u}} \geq 3,25\text{m}$ liegt das Verhältnis der Ausnutzungsgrade in einem Bereich von 0,95 – 1,1. Für den Überdeckungsbereich von $2,25\text{m} < h_{\bar{u}} < 3,25\text{m}$ ergeben sich aufgrund der bereits vorab genannten Änderung des Lastangriffsparameters ψ_B nach neuem Regelwerk bis zu 1,2-fach höhere Ausnutzungsgrade.

3) Grundbruch im Scheitel

Die Umstellung des Sicherheitskonzepts und die Anpassung der Verkehrslasten führen zu einer deutlichen Veränderung der Ausnutzungsgrade bzw. des Sicherheitsniveaus. Nach neuem Regelwerk ergeben sich um den Faktor 1,5 – 2,2 höhere Ausnutzungsgrade im Vergleich zum bestehenden Regelwerk, was in Einzelfällen dazu führt, dass trotz Anhebung der Bodenkenngößen auf praxisgerechte Maximalwerte, der Nachweis nicht mehr erbracht werden kann.

Die Ursache hierfür liegt zum Einen in Anpassung der Einwirkungen und zum Anderen bei Maul- und Bogenprofilen in der geänderten Definition der Mindestüberdeckung $h_{\bar{u},\min}$.

Der Nachweis „Grundbruch im Scheitel“ wird im Gegensatz zu allen anderen Nachweisen nicht unter Bezug auf den Scheiteldruck $p_{s,k}$ als Einwirkung geführt, sondern unter Verwendung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast $p_{ov,k}$. Während bei der Ermittlung des Scheiteldrucks $p_{s,k}$ die Erhöhung der Einwirkung im neuen Regel-

werk – vor allem bei geringen Überdeckungen – durch den Wegfall des Schwingbeiwerts φ nach DIN 1072:1985 teilweise kompensiert wird, ist dies beim Grundbruchnachweis im Scheitel nicht der Fall. Als Folge ergeben sich beim neuen Regelwerk speziell bei diesem Nachweis wesentlich höhere Ausnutzungsgrade und damit höhere Sicherheitsanforderungen, die nicht im Einklang mit den vorgenommenen Anpassungen der anderen Grenzzustände stehen.

Will man, wie bei den anderen Nachweisen trotz Anpassung der Verkehrslasten die Ausnutzung gemäß altem und neuem Regelwerk entsprechend den Zielvorstellungen der BAST-AG 2.1.1 in etwa identisch halten, so empfehlen die Autoren die Tragfähigkeit in Anlehnung an den Vorschlag von (GLOCK, 2009), unter Beibehaltung der im neuen Regelwerk aufgeführten Teilsicherheitsbeiwerte und Einwirkungen, zu erhöhen. Dies sollte jedoch durch weitergehende Betrachtungen und Untersuchungen geprüft werden.

Die im neuen Regelwerk vorhandene Einschränkung des Nachweise für geringe Überdeckungen ($h_{\bar{u}}/r_1 < 0,5$) beruht auf Erfahrungen und stellt für die Bemessung eine Vereinfachung dar. Die Plausibilität dieser Einschätzung konnte im Rahmen der Vergleichsrechnungen nicht vollumfänglich bestätigt werden. Aufgrund der durchgeführten Berechnungen scheint jedoch eine Anpassung dieses Anwendungskriterium auf $h_{\bar{u}}/r_1 < 0,55$ möglich.

Untersuchungen im Sinne einer möglichen Anpassung der Nachweisgleichung in Anlehnung an das Vorgehen in DIN 1054:2005 und DIN EN 1990:2002 haben ergeben, dass dies teilweise zu deutlichen Änderungen bezüglich Ausnutzungsgrade bzw. des Sicherheitsniveaus führt. Eine Anpassung des Nachweisformates kann daher nicht ohne weitergehende Untersuchungen erfolgen.

4) Grundbruch im Sohlbereich

Die Grundbruchnachweise im Sohlbereich waren in keiner der durchgeführten Vergleichsberechnung bemessungsbestimmend. Die Ausnutzungsgrade nach neuem Regelwerk lagen stets unter 0,4. Für die im Rahmen der hier untersuchten Einbausituationen mit tragfähigen Untergründen sind die Grundbruchnachweis im Sohlbereich von untergeordneter Bedeutung. Bei weniger tragfähigen Untergründen ist zu erwarten, dass die Grundbruchnachweise im Sohlbereich an Bedeutung gewinnen. Untersuchungen hierzu wurden nicht durchgeführt.

5) Mindestblechdicke

Die Vergleichsbetrachtungen haben gezeigt, dass bedingt durch die im neuen Regelwerk vorgesehene Reduzierung der Mindestblechdicke von $t_{\min} = 4,0 \text{ mm}$ auf $t_{\min} = 3,25 \text{ mm}$ der Nachweis „Bruch der Schraubenverbindung“ an Bedeutung gewinnt. Die geringere Mindestblechdicke führt im Spannweitenbereich $s < 4 \text{ m}$ i.d.R. zu einer Erhöhung der Anzahl der Schrauben zugunsten der Blechdicke.

Vergleich der Berechnungsvarianten „Neu“ mit „AN“

Ein Vergleich der Berechnungsvariante „Neu“ mit „AN“ ermöglicht eine Aussage über Auswirkungen der Umstellung des Nachweiskonzeptes – unter Beibehaltung gleicher Einwirkungen – beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk. Auf Grundlage der in Abs. 4.4.3 durchgeführten allgemeingültigen Betrachtungen und den Ergebnissen der Vergleichsberechnungen in Abs. 4.5. lässt sich folgendes zusammenfassend feststellen:

1) Die Umstellung des Nachweiskonzeptes vom Globalsicherheits- in das Teilsicherheitskonzept führt für die Nachweise:

- Durchschlagen des Bauwerksscheitels für $h/s \geq 0,7$,
- Bruch der Schraubenverbindung,
- Grundbruch im Scheitelbereich, unter Ausnahme von Pkt. 3), und
- Grundbruch im Sohlbereich

lediglich zu geringfügigen Änderungen des Sicherheitsniveaus im Bereich von ca. $\pm 5\%$. Das heißt, die von der BAST-AG 2.1.1 angestrebte Beibehaltung des Sicherheitsniveaus bei der Umstellung vom alten ins neue Regelwerk konnte erfolgreich erzielt werden. Dies betrifft insbesondere die Wahl der Teilsicherheitsbeiwerte innerhalb der einzelnen Grenzzustände.

2) Eine Änderung des Sicherheitsniveaus lässt sich hingegen für den Grenzzustand „Durchschlagen des Bauwerksscheitels für $h/s < 0,7$ “ feststellen. Für diesen Grenzzustand ergeben sich infolge der Aufhebung der höheren Sicherheitsanforderungen für $h/s < 0,7$ ca. 20 - 25% geringere Sicherheiten.3) Infolge der Änderung der Mindestüberdeckung ergeben sich bei Maul- und Bogenprofilen mit Spannweiten $s > 5 \text{ m}$ und für den Fall der Mindestüberdeckung $h = h_{\bar{u},\min}$ deutlich höhere Sicherheiten gemäß neuem Regelwerk.**Vergleich der Berechnungsvarianten „Alt“ mit „AN“**

Die alleinige Anpassung der Verkehrslasten von DIN 1072:1985 gemäß altem Regelwerk auf DIN-Fachbericht 101:2009 gemäß neuem Regelwerk (Vergleich der Variante „Alt“ mit der Variante „AN“) führt zu folgenden Veränderungen:

1) Die Anpassung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast von $p_{ov} = 45 \text{ kN/m}^2$ auf $p_{ov,k} = 65 \text{ kN/m}^2$ (Erhöhungsfaktor 1,44) bewirkt bei den Nachweisen:

- Durchschlagen des Bauwerksscheitels,
- Bruch der Schraubenverbindung und
- Grundbruch im Sohlbereich,

die als maßgebende Einwirkung den Scheitel- druck verwenden, lediglich eine Erhöhung der Ausnutzungsgrade bis maximal 15%. Der Grund hierfür ist zum einen im Wegfall des Schwingbeiwertes φ zu sehen und zum Anderen in der Überlagerung der ständigen Einwirkungen (Bodenauflast) mit den veränderlichen Einwirkungen der Verkehrslast. Die Auswirkungen der Lastanpassung auf den jeweiligen Nachweis wirken sich daher weitaus weniger aus, als dies durch das Verhältnis der Verkehrslasten $p_{ov,k}/p_{ov} = 1,44$ zunächst vermuten lässt.

2) Beim Nachweis Grundbruch im Scheitelbereich, der als maßgebende Einwirkung die gleichmäßig verteilte Verkehrslast verwendet, ergeben sich entsprechend dem Verhältnis der Lastanpassung 44% höhere Ausnutzungsgrade ($65/45 = 1,44$). Dies ist darauf zurück zu führen, dass in der Bemessungspraxis nach altem Regelwerk bisher beim Grundbruchnachweis im Scheitel auf die Berücksichtigung des Schwingbeiwertes verzichtet wurde. Im Unterschied zu den vorab genannten Nachweisen in Pkt. 1) dem wird daher beim Grundbruchnachweis im Scheitel die Verkehrslasterhöhung nicht durch den Wegfall des Schwingbeiwertes kompensiert und führt zu entsprechend höheren Ausnutzungsgraden bei einer Bemessung nach neuem Regelwerk.

5 Nachweis der Schraubenverbindung

5.1 Einleitung

Die Überarbeitung der Regelungen für Wellstahlbauwerke durch die BASt-Arbeitsgruppe AG 2.1.1 wurde vornehmlich mit der Zielsetzung durchgeführt, die Bemessungsregeln des bestehenden alten Regelwerks auf die Gegebenheiten und Anforderungen der neuen europäischen Regelwerke, den so genannten Eurocodes, anzupassen.

Was den Schraubennachweis betrifft, ist sowohl nach altem als auch neuem Regelwerk die Festlegung der Tragfähigkeit auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen durch ein anerkanntes Prüfinstitut zu belegen. Nähere Angaben zur Festlegung der Tragfähigkeitswerte selbst, z.B. in Form von Angaben an das statistische Auswerteverfahren oder Anforderungen an die Versuchsdurchführung werden nicht gegeben.

Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Regelwerke wurde jedoch auch die Ableitung von Bemessungswerten von Bauteilwiderständen auf Basis von Versuchsergebnissen - wie es hier bei den Schraubenverbindungen der Fall ist - durch ein einheitliches statistisches Auswerteverfahren in DIN EN 1990:2002 festgelegt. Ziel der nachfolgenden Untersuchungen ist es daher, die Anwendung dieser statistischen Auswerteverfahren unter Verwendung von bestehenden Versuchsergebnissen zur Schraubentragfähigkeit von Wellstahlbauwerken grundsätzlich aufzuzeigen und zu überprüfen, inwieweit sich bei Anwendung dieser Verfahren das Sicherheitsniveau beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk ggf. ändert.

5.2 Schraubenverbindungen bei Wellstahlbauwerken

5.2.1 Schraubenbild

Die Verschraubung in der einzelnen Wellblechelemente Längsrichtung des Wellstahlbauwerks erfolgt durch 10, 15 oder 20 Schrauben je laufenden Meter (lfd. m). Die Standardausführung ist mit 10 Schrauben/lfd. m vorgesehen, d.h. in jedem Hoch- bzw. Tiefpunkt der Wellung befindet sich eine Schraube. **Bild 54** zeigt die unterschiedlichen Lochmuster. Der Schraubenabstand in Längsrichtung beträgt jeweils 200 mm.

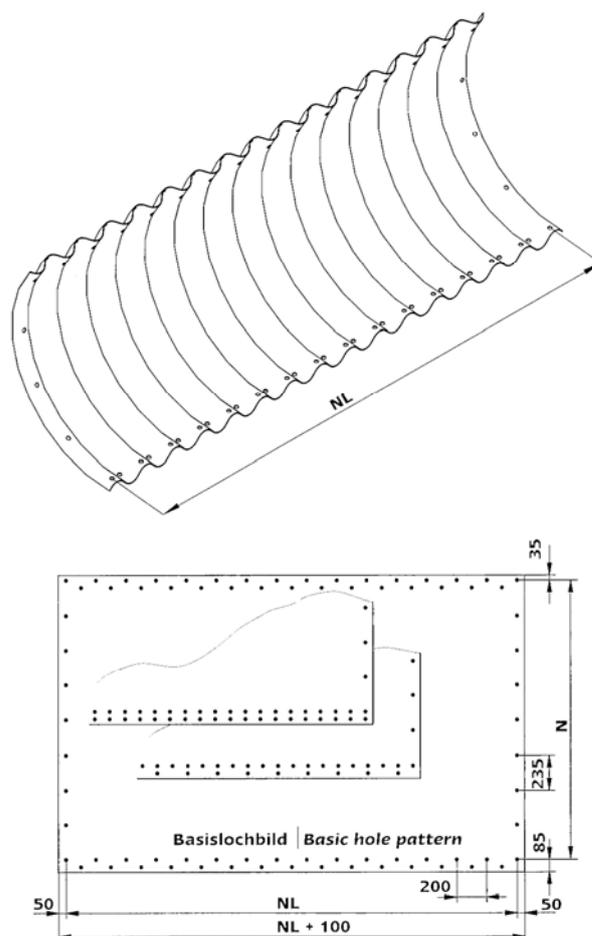


Bild 54. Verschraubung und Lochbilder von Wellblechelementen, Quelle: Fa. HAMCO, Dinslaken

5.2.2 Schraubenverbindung, -garnitur und -werkstoff

Bei der zur Anwendung kommenden Verbindung handelt es sich um eine reine SL-Verbindung. Standardmäßig kommen Sechskantschrauben M20 mit durchgehendem Gewinde bis zum Kopf nach DIN EN ISO 4017:2001 der Festigkeitsklasse 8.8 nach DIN EN ISO 898:2009 zum Einsatz. Aufgrund der Wellung des Wellstahlprofils sind der Schraubenkopf und die Schraubenmutter jedoch abgerundet vgl. **Bild 55**. Unterlegscheiben werden in der Regel nicht verwendet. Die Ausführung der Verbindung erfolgt so, dass sich das Gewinde in der Scherfuge befindet.

Das Nennlochspiel liegt bei 3 mm und ist damit um 1 mm größer als dies üblicherweise bei normalen Schraubenverbindungen nach DIN 18800-7:2008 bzw. DIN EN 1090-2:2008 zulässig ist. Gemäß DIN EN 1090-2:2008 handelt es sich somit um „große Löcher“ für die ein Lochspiel bis 4 mm zulässig ist.

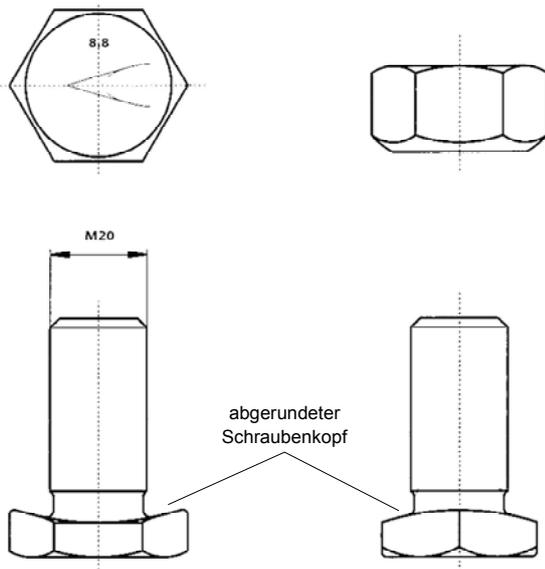


Bild 55. Sonderschrauben zur Verbindung von Wellstahlelementen, Quelle: Fa. HAMCO, Dinslaken

Die Mutter der Schraubverbindung befindet sich stets auf der Innenseite des Wellstahlbauwerks. Obwohl es sich um eine SL-Verbindung handelt, werden die Schrauben üblicherweise mit einem spezifizierten Drehmoment angezogen.

5.3 Tragfähigkeit und Bemessung von Schraubenverbindungen

5.3.1 Tragfähigkeit von Schraubenverbindungen

Die Tragfähigkeit einer SL-Schraubenverbindung ist, bei nicht planmäßiger Beanspruchung auf Zug in Richtung der Schraubenachse, durch die beiden Versagensformen:

- Abscheren der Schraube (maßgebend sind der Schraubendurchmesser und die Schraubenfestigkeit) und
- Lochleibung (entspricht einer Stauchung und Ausquetschung des Grundmaterials am Lochrand; maßgebend sind die Blechdicke, die Blechfestigkeit und der Schaftdurchmesser)

gekennzeichnet, wobei die kleinere der beiden Tragfähigkeiten für die Bemessung maßgebend ist. Detaillierte Hintergründe zum Tragverhalten und zur Bemessung von Schrauben können z.B. (PETERSEN, 1994) oder (HASSELMANN & VALTINAT, 2002) entnommen werden.

5.3.2 Bemessung nach DIN EN 1993-1-8 (Eurocode 3 Teil 1-8)

Die Bemessung von Schraubenverbindungen ist in DIN EN 1993-1-8:2005 (Eurocode 3 Teil 1-8) geregelt. Entsprechend den vorab genannten Versagensformen lassen sich die Bemessungswerte der Tragfähigkeiten auf Abscheren und Lochleibung wie folgt ermitteln.

Abscheren:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad [\text{kN}] \quad (55)$$

mit

α_v = 0,6 für die Festigkeitsklasse 8.8 mit Gewinde in der Scherfuge in [-]

f_{ub} Zugfestigkeit der Schraube, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ für die Festigkeitsklasse 8.8

A Spannungsquerschnitt A der Schraube für den Fall, dass das Gewinde in der Scherfuge liegt, $A = 2,45 \text{ cm}^2$ für M20

$\gamma_{M2} = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit einer Schraubenverbindung

Lochleibung:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [\text{kN}] \quad (56)$$

k_1 Faktor zur Berücksichtigung der Loch- und Randabstände quer zur Krafrichtung in [-]

α_b Faktor zur Berücksichtigung der Loch- und Randabstände in Krafrichtung sowie des Festigkeitsverhältnisses Schraube zu Grundmaterial f_{ub}/f_u in [-]

f_u Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs bzw. Blechs, $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ für die Stahlsorte S235

d Nenndurchmesser der Schraube, $d = 20 \text{ mm}$ für M20

t Maßgebende Blechdicke der zu verbindenden Elemente in [mm]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit einer Schraubenverbindung

Bei großem Lochspiel ($2 \text{ mm} < \Delta d \leq 4 \text{ mm}$ bei M20) ist der Bemessungswert der Lochleibungstragfähigkeit mit dem Beiwert 0,8 zu reduzieren.

Bild 56 zeigt exemplarisch den von der Blechdicke t abhängigen Verlauf der Bemessungstragfähigkeit $F_{R,d}$ einer einschnittigen Schraubenverbindung M20 8.8 nach DIN EN 1993-1-8:2005. Für die von den Rand- und Lochabständen abhängigen Kenngrößen k_1 und α_b wurden jeweils die Maximalwerte angenommen, die im Fall der Schraubenverbindungen bei Wellstahlbauwerken zutreffend erscheinen. In Anlehnung an die Situation bei Wellstahlbauwerken wurde die Lochleibungstragfähigkeit gemäß Gleichung (56) für den Fall „übergroße Löcher“ um den Faktor 0,8 reduziert.

Bis zu einer Blechdicke von $t \leq 8$ mm ist der Versagensmodus „Lochleibung“ maßgebend. Deutlich zu erkennen ist die lineare Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Blechdicke. Für Blechdicken $t > 8$ mm wird die Tragfähigkeit durch das Abscheren der Schraube begrenzt.

Die Bemessungsregeln in DIN EN 1993-1-8:2005 basieren auf umfangreichen Versuchen sowie deren statistische Auswertung in Anlehnung an DIN EN 1990:2002. Die Versuche wurden vornehmlich an herkömmlichen Sechskantschrauben unter Variation der maßgebenden Einflussparameter durchgeführt. Sonderschrauben und Muttern wie sie im vorliegenden Fall bei den Wellstahlbauwerken zum Einsatz kommen, liegen daher formal außerhalb des Anwendungsbereiches. Ebenso ist der Einfluss der Wellung nicht im Rahmen der bestehenden Bemessungsmodelle abgesichert. Der nachfolgend aufgeführte Vergleich von bestehenden Versuchsergebnissen an Schraubenverbindungen von Wellstahlbauwerken mit den Bemessungstragfähigkeiten nach DIN EN 1993-1-8:2005 stellt daher lediglich eine allgemeine Betrachtung dar.

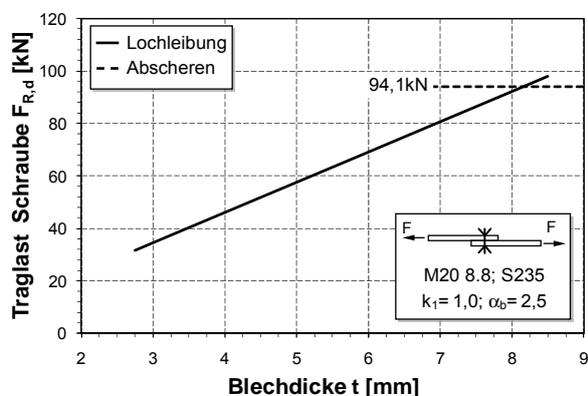


Bild 56. Bemessungswert der Tragfähigkeit einer einschnittigen Schraubenverbindung M20 8.8, S235, übergroße Löcher

5.4 Statistische Auswertverfahren nach DIN EN 1990

5.4.1 Allgemeines

Die Festlegung von Bemessungswerten von Bauteilwiderständen auf Basis von Versuchsergebnissen ist in DIN EN 1990:2002, Anhang D „Versuchsgestützte Bemessung“ festgelegt. Es werden zwei Methoden unterschieden:

- Statistische Bestimmung einer einzelnen Eigenschaft (Methode ①)
- Statistische Bestimmung eines Widerstandsmodells (Methode ②)

5.4.2 Statistische Bestimmung einer einzelnen Eigenschaft

Hierbei handelt es sich um ein Verfahren, das hauptsächlich im Zulassungswesen von Bauprodukten zur Anwendung kommt. Eine spezielle Eigenschaft, z.B. die Tragfähigkeit einer Schraubenverbindung in einer besonderen Anwendungssituation, soll auf Basis einer definierten Anzahl von Versuchen festgelegt werden.

Der charakteristische Bauteilwiderstand $R_{x,k}$ der Eigenschaft x ist hierbei als 5%-Fraktile mit 75%igen Konfidenzintervall unter Annahme einer Normal- oder log-Normalverteilung definiert, vgl. **Bild 57**.

$$R_{x,k} = m_x - k_n \cdot s_x \quad (57)$$

mit

m_x Mittelwert der Eigenschaft x

s_x Standardabweichung der Eigenschaft x

k_n Fraktilewert zur Bestimmung des charakteristischen Wertes (5%-Fraktile), vgl. DIN EN 1990:2002, Anhang D, Tabelle D.1

Durch die statistischen Kenngrößen: Mittelwert m_x und Standardabweichung s_x einer Versuchserie kann so in einfacher Weise in Abhängigkeit der Anzahl der Versuche n der charakteristische Wert $R_{x,k}$ für die Bemessung ermittelt werden. Liegen für die zu beurteilende Bauteileigenschaft auf Basis von vergleichbaren Versuchen bereits umfangreiche Kenntnisse vor, wie z.B. hinsichtlich der Streckgrenze bei Stählen, so lässt sich der Bemessungswert $R_{d,k}$ durch Festlegung eines anerkannten Teilsicherheitsbeiwertes für den Widerstand γ_M ableiten.

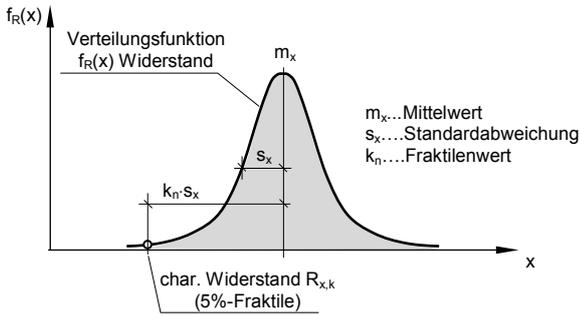


Bild 57. Ableitung von Bauteilwiderständen auf Basis von Versuchsergebnissen nach DIN EN 1990:2002

Alternativ hierzu besteht nach DIN EN 1990:2002 auch die Möglichkeit, den Bemessungswert der Eigenschaft x direkt unter Anwendung des Fraktilenwertes $k_{d,n}$ gemäß nachfolgender Gleichung (58) zu ermitteln.

$$R_{d,k} = m_x - k_{d,n} \cdot s_x \tag{58}$$

mit

$k_{d,n}$ Fraktilenwert zur Bestimmung von Bemessungswerten für den Tragfähigkeitsnachweis, vgl. DIN EN 1990:2002, Anhang D, Tabelle D.2

Tab. 20 zeigt eine Auswahl typischer Fraktilenwerte gemäß DIN EN 1990:2002.

n	2	3	4	5	6	8	10	20
k_n	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68
$k_{d,n}$	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16
n... Anzahl Versuche								

Tab. 20. Fraktilenwerte k_n und $k_{d,n}$ nach DIN EN 1990:2002, Anhang D, Variationskoeffizient bekannt

5.4.3 Statistische Bestimmung eines Widerstandsmodells

Hierbei handelt es sich um ein Verfahren zur Festlegung und Kalibrierung von Widerstands- bzw. Bemessungsmodellen in funktionaler Form, wie es im Allgemeinen für normative Zwecke im Sinne der Bemessung der Fall ist.

Die Hintergründe und statistischen Bestimmungsgleichungen bei Anwendung dieses Verfahren sollen hier nicht näher erläutert werden. Die Vorgehensweise ist in folgende Einzelschritte untergliedert:

- 1) Modellfindung bzw. Festlegung einer geeigneten Widerstandsfunktion, die den Bauteilwiderstand r in Abhängigkeit der maßgebenden Einflussparameter x_i (= Basisvariablen) möglichst zutreffend beschreibt.

$$r = f(x_1, x_2, \dots, x_i) \tag{59}$$

- 2) Vergleich der experimentellen Werte r_e mit den theoretischen Ergebnissen r_t der in Pkt. 1) definierten Widerstandsfunktion, vgl. **Bild 58**.
- 3) Ermittlung der so genannten Mittelwertkorrektur b und des Variationskoeffizienten V_{rt} aus dem Vergleich in Pkt. 2) inklusive Plausibilitätsprüfung.
- 4) Festlegung von Variationskoeffizienten für die Basisvariablen x_i .
- 5) Ermittlung der charakteristischen Werte r_k der Widerstandsfunktion.
- 6) Ermittlung der Bemessungswerte r_d der Widerstandsfunktion.
- 7) Ableitung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_M = r_d/r_k$ für die Widerstandsfunktion.

5.5 Versuchsergebnisse zur Schraubentragfähigkeit

5.5.1 Allgemeines

Für die Überprüfung der Schraubentragfähigkeit wurden vom Auftraggeber die Versuchsergebnisse von zwei Herstellern von Wellstahlbauwerken zur Verfügung gestellt. Die Hersteller werden im Folgenden als Hersteller ① und ② bezeichnet. Von beiden Herstellern wurden die Versuche in einem Zeitraum von 1975 - 1985 durchgeführt. Versuche neueren Datums liegen nicht vor.

5.5.2 Versuchskörper, Versuchsaufbau und Versuchsparameter

Die Versuche der beiden Hersteller erfolgten nahezu mit der identischen Versuchskörperform und unter vergleichbarem Aufbau.

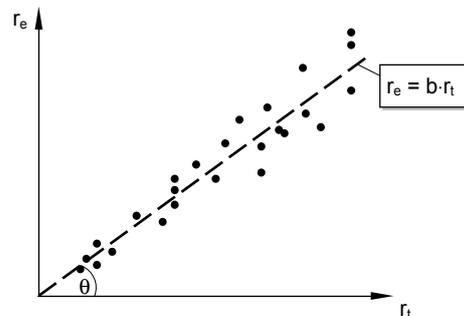


Bild 58. Vergleich der Versuchsergebnisse r_e mit den theoretischen Ergebnissen r_t des Widerstandsmodells nach DIN EN 1990:2002

Die Versuchskörper bestanden aus verschraubten, ca. 500 mm langen Wellblechelementen, an die zur Krafteinleitung jeweils eine Kopf- und eine Fußplatte angeschweißt waren, vgl. **Bild 59**. Die so hergestellten Versuchskörper wurden anschließend in einer Druckprüfmaschine geprüft. Die Lasteinleitung erfolgte über Lastverteilungsträger derart, dass die Versuchskörper i.d.R. mittig belastet wurden, vgl. **Bild 60**.

Bei den Versuchen wurden hauptsächlich die nachfolgenden Kenngrößen variiert:

- Blechdicke t
- Anzahl der Schrauben n_S

In Einzelfällen wurden darüber hinaus noch der Einfluss von Unterlegscheiben oder die Ausführung einer Randaussteifung am Ende der Wellblechelemente untersucht. Versuche an Schraubenverbindungen unter exzentrischer Lasteinleitung sind in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) dokumentiert.

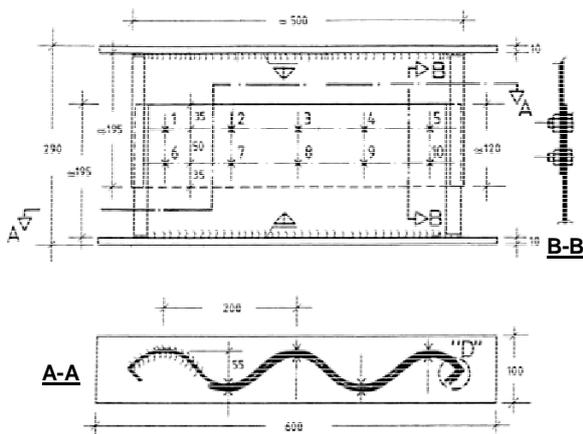


Bild 59. Versuchskörper Schraubenversuche

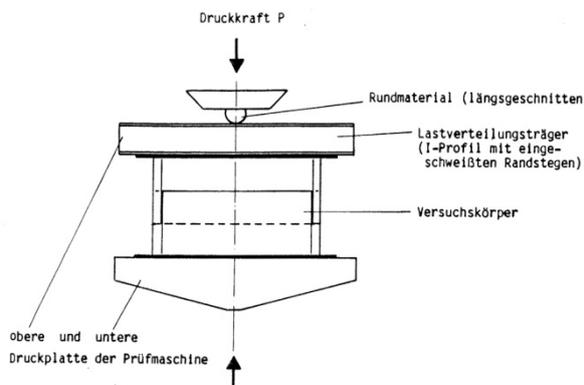


Bild 60. Versuchsaufbau Schraubenversuche, schematisch

5.5.3 Versuchsergebnisse

Bild 61 zeigt für das Lochbild mit 10 Schrauben pro ldf. m die versuchstechnisch ermittelten Traglasten R_V der Schraubenverbindung in Abhängigkeit der Blechdicke (Nennmaße). Dargestellt sind die Ergebnisse von beiden Herstellern. Die Belastung erfolgte zentrisch. Die Ergebnisse zeigen, dass entsprechend **Bild 56** ein nahezu linearen Anstieg der Tragfähigkeit mit zunehmender Blechdicke bis ca. 6 mm stattfindet. In diesem Bereich trat das Versagen stets als Lochleibungsversagen auf. Der Übergang vom Lochleibungsversagen zum Abscherversagen liegt im Bereich von $t \approx 6,0 - 7,0$ mm.

In **Bild 62** und **Bild 63** sind ergänzend die Traglasten für die Lochbilder 15 und 20 Schrauben/ldf. m dargestellt. Auch für diese Lochbilder wird das prinzipielle Tragverhalten von Schraubenverbindungen: Versagen durch Lochleibung bei geringen Blechdicken und Versagen durch Abscheren bei großen Blechdicken bestätigt. Mit zunehmender Anzahl von Schrauben rückt der Versagensmodus Abscheren in den Hintergrund.

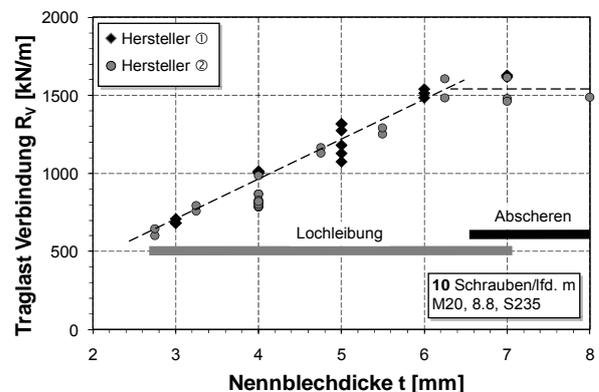


Bild 61. Traglasten von Schraubenverbindungen von Wellblechstößen, 10 Schrauben/ldf. m, zentrische Belastung

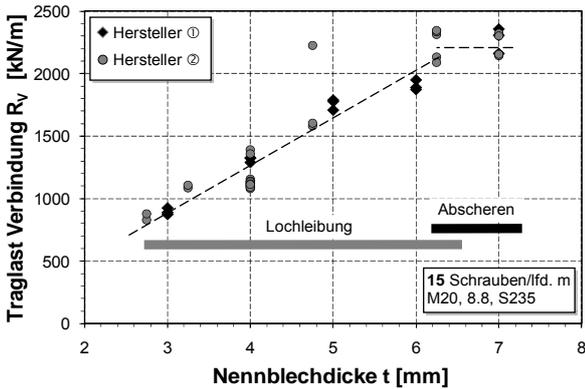


Bild 62. Traglasten von Schraubenverbindungen von Wellblechstößen, 15 Schrauben/lfd. m, zentrische Belastung

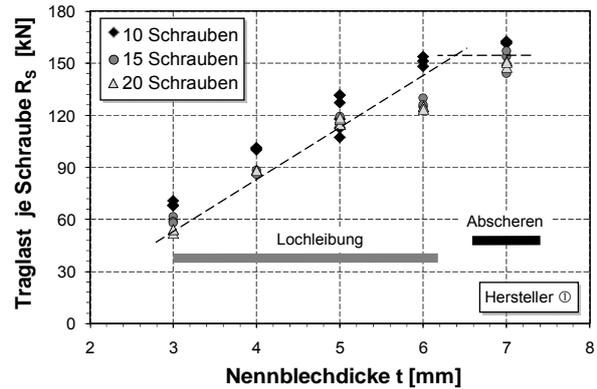


Bild 64. Bezogene Tragfähigkeit je Schraube, Hersteller ①, zentrische Belastung

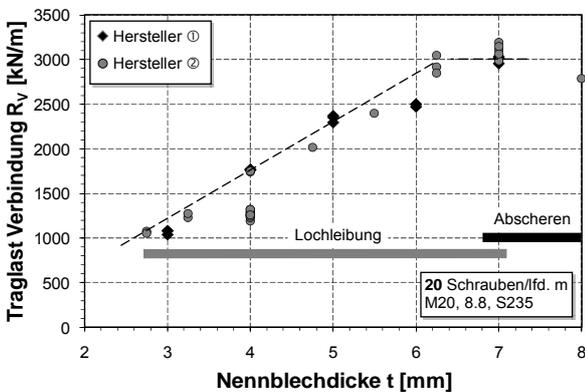


Bild 63. Traglasten von Schraubenverbindungen von Wellblechstößen, 20 Schrauben/lfd. m, zentrische Belastung

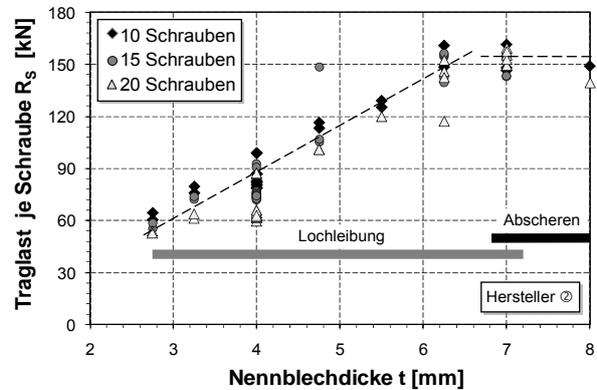


Bild 65. Bezogene Tragfähigkeit je Schraube, Hersteller ②, zentrische Belastung

Bild 64 zeigt für die Daten des Herstellers ① eine vergleichende Darstellung aller Versuchsergebnisse, in dem für alle untersuchten Lochbilder (10, 15 und 20 Schrauben/lfd. m) die Tragfähigkeiten bezogen auf jeweils eine einzelne Schraube R_s dargestellt ist. Im vorliegenden Fall fällt auf, dass – mit Ausnahme von $t = 6$ mm (im Übergangsbereich Lochleibung – Abscheren) – der Einfluss des Lochbildes eher gering ausfällt. Es lassen sich leichte Tendenzen erkennen, dass mit einer größeren Anzahl von Schrauben die auf die einzelne Schraube bezogene Tragfähigkeit etwas geringer wird. Vergleichbare Ergebnisse lassen sich auch für die Daten des Herstellers ② erzielen, vgl. **Bild 65**. In beiden Fällen liegen die erzielten Abscherkräfte in einem Bereich von ca. 140 - 160 kN je Schraube.

Da die Versuchskörper nur einen ca. 0,6-0,8 m langen Ausschnitt der geschraubten Längsverbindung der Wellstahlbauwerke repräsentieren, wurde vom Hersteller ② auch der Einfluss der Randausbildung untersucht. Hierfür wurden die in **Bild 66** dargestellten Varianten „mit Randsteife“ und „ohne Randsteife“ experimentell überprüft. Die Anordnung der Randsteifen war u.a. auch versuchstechnisch begründet, da in Folge der Druckbeanspruchung an den unausgesteiften Rändern teilweise ein Beulen beobachtet worden war, mit entsprechend traglastminderndem Einfluss auf den Tragfähigkeit der Schraubenverbindung. **Bild 67** zeigt die Ergebnisse. Bei der Blechdicke von $t = 4$ mm ist für den Fall „ohne Randsteife“ die bezogene Tragfähigkeit der Schraube um ca. 25% geringer als im Fall „mit Randsteifen“. Für alle anderen Blechdicken wurden hingegen vergleichbare Werte erzielt.

Insgesamt wird bei der versuchstechnischen Ermittlung der Schraubentragfähigkeit die Anordnung einer Randsteife als sinnvoll erachtet, da hierdurch zum Einen unmittelbar die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung selbst ermittelt wird, d.h. ohne Einfluss eines möglichen Blechbeulens, und zum anderen in der realen Einbausituation eben-

falls ein Stützung des Randes durch die fortlaufende Wellung vorliegt. Der Fall „ohne Randsteife“ kommt hingegen lediglich an den Bauwerksenden vor, wo die statischen Beanspruchungen i.d.R. geringer ausfallen als in der Bauwerksmitte.

Für die folgenden Betrachtungen werden daher beim Hersteller ② nur die Versuchsergebnisse „mit Randsteife“ verwendet.

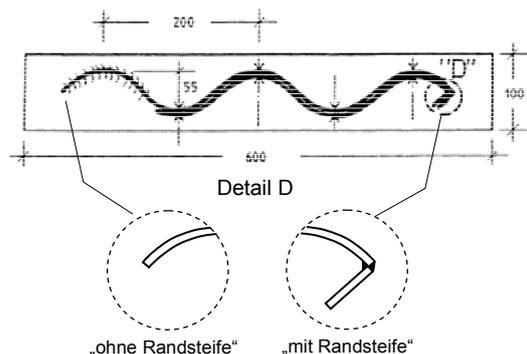


Bild 66. Ausbildung der Randsteife

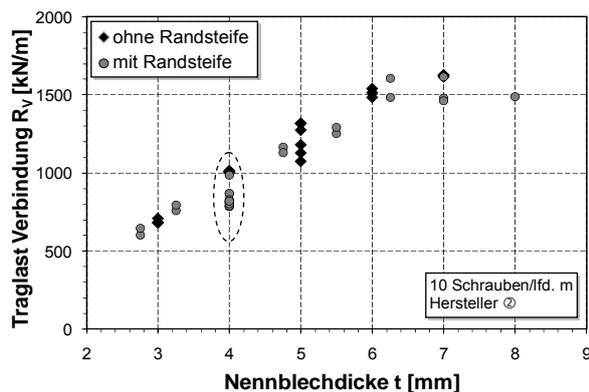


Bild 67. Einfluss der Randaussteifung auf die bezogene Tragfähigkeit der Schraubenverbindung, Hersteller ②, zentrische Belastung

5.6 Auswertung der Versuchsergebnisse nach altem Regelwerk

Im bestehenden Regelwerk wurden die Traglasten der Schraubenverbindungen nach Kenntnis der Autoren als Mittelwerte in Verbindung mit der für den Schraubennachweis erforderlichen Sicherheit von $\gamma_{\text{Global}} = 2,5$ festgelegt. Bild 68 zeigt hierzu einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Tragfähigkeitsangaben des Herstellers ②. Die Vorgehensweise der Angabe von Mittelwerten wird in diesem Fall zumindest für den Versagensmodus „Lochleibung“ für $t < 6$ mm bestätigt. Bei der Auswertung der Versuche wurden ausschließlich die Ergebnisse für den Fall „mit Randsteife“ herangezogen. Mit Ausnahme der Mittelwertbildung fand

keine statistische Auswertung im eigentlichen Sinne statt.

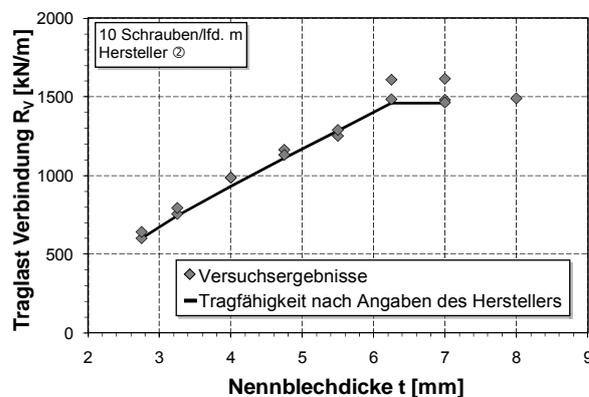


Bild 68. Vergleich Versuchsergebnisse und Tragfähigkeitsangaben des Herstellers ②

5.7 Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1990

5.7.1 Allgemeines

Die bestehenden Versuchsergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung von Wellstahlbauwerken entsprechend dem Stand der Normung durch die beiden Versagensmodi „Lochleibung“ und „Abscheren“ gekennzeichnet ist. Als maßgebender Einfluss lässt sich die Blechdicke feststellen, während der Einfluss des Lochbilds bzw. der Anzahl der Schrauben n_s tendenziell von geringer Bedeutung ist.

Wie in Abschnitt 5.4 aufgezeigt, unterscheidet DIN EN 1990:2002 vom Prinzip zwei statistische Auswerteverfahren. Nachfolgend sollen daher beide Verfahren exemplarisch aufgezeigt werden.

5.7.2 Statistische Auswertung: Bestimmung einer Einzeleigenschaft

Allgemeines

Die Ableitung der Tragfähigkeit gemäß dieser Methode erfordert im Allgemeinen eine ausreichende Anzahl von Versuchsergebnissen, die eine zuverlässige statistische Auswertung der betreffenden Eigenschaft ermöglicht. Das heißt, Versuche mit unterschiedlichen Blechdicken lassen sich z.B. nicht gemeinsam auswerten, sondern stellen jeweils eine weitere „Einzeleigenschaft“ dar.

Bei der statistischen Auswertung nach dieser Methode werden die Versuchsergebnisse üblicherweise auch auf die Nenn- bzw. Mindestkennwerte der maßgebenden Einflussparameter korrigiert. Dies erfolgt i.d.R. durch einen so genannten Nor-

mierungsbeiwert α , der das Versuchsergebnis d.h. den Ist-Werte auf die normativen Nennwerte anpasst. Gleichung (60) zeigt dies am Beispiel der Blechdicke. Entsprechendes gilt z.B. auch für die Festigkeitskennwerte der Schraube bzw. des Blechwerkstoffs.

$$\alpha_t = \frac{t_{\text{Nen}}}{t_{\text{Ist}}} \quad [-] \quad (60)$$

mit

α_t Normierungsfaktor für die Blechdicke, [-]

t_{Nen} Nennblechdicke gemäß Liefernorm in [mm]

t_{Ist} gemessene Ist-Blechdicke im Versuch in [mm]

Bei der Durchsicht der Versuchsergebnisse zur Ermittlung der Schraubentragfähigkeit der beiden Hersteller ist aufgefallen, dass mit Ausnahme der Blechdicke nicht alle Kenngrößen, insbesondere die Festigkeitskennwerte der Schrauben und Bleche, dokumentiert sind.

Statistische Auswertung

Beispielhaft wird hier die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse des Herstellers ① aufgezeigt. Insgesamt wurden 45 Einzelversuche durchgeführt. Variiert wurden 5 Blechdicken ($t = 3, 4, 5, 6$ und 7 mm) in Kombination mit 3 Lochbildern (10, 15 und 20 Schrauben je lfd. m). Je Serie wurden 3 identische Einzelversuche geprüft ($5 \cdot 3 \cdot 3 = 45$).

Die statistische Auswertung erfolgt unter Verwendung der Formeln und Beiwerte in Abschnitt 5.4.2. Weiterhin werden folgende Annahmen getroffen:

- Der Einfluss des Lochbildes ist von untergeordneter Bedeutung, vgl. **Bild 64**. Das heißt, je Blechdicke steht für die Auswertung ein Stichprobenumfang von $n = 9$ zur Verfügung.
- Die Normierung der Ergebnisse auf die Nennblechdicken erfolgt unter Kenntnis der gemessenen Blechdicken nach Gleichung (60).
- Für die Normierung der Ergebnisse auf die Nennfestigkeiten wird ein pauschaler Faktor von $\alpha_f = 0,85$ angenommen, da die entsprechenden Kennwerte in den zur Verfügung stehenden Unterlagen nicht dokumentiert sind.
- Es werden die aus den Versuchen umgerechneten Tragfähigkeiten der einzelnen Schrauben verwendet.

Tab. 21 zeigt die Ergebnisse dieser statistischen Auswertung. Für die unterschiedlichen Blechdicken t , die im vorliegenden Fall die „Einzeleigen-

schaft“ darstellen, sind zusammenfassend die statistischen Parameter für die Tragfähigkeit je Schraube aufgeführt.

Die Bestimmung des Bemessungswertes $R_{S,d}$ der Schraubentragfähigkeit kann auf Grundlage der in **Tab. 21** enthaltenen Ergebnisse entweder auf Basis der 5%-Fraktile (charakteristische Tragfähigkeit $R_{S,k}$) in Verbindung mit einem vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwert γ_M erfolgen, oder direkt über den entsprechenden Fraktilenbeiwert $k_{d,n}$, vgl. Abschnitt 5.4.2. **Tab. 22** enthält für beide Fälle die so ermittelten Bemessungswerte der Schraubentragfähigkeit $R_{S,d}$. Die Werte stimmen hinreichend gut überein. **Bild 68** zeigt für beide Auswerteverfahren einen Vergleich der ermittelten Schraubentragfähigkeit mit den Bemessungswerten der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-1-8:2005 (Eurocode 3). Es fällt auf, dass im vorliegenden Fall die Versuchsergebnisse vergleichsweise gut mit den Schraubentragfähigkeiten gemäß DIN EN 1993-1-8:2005 korrelieren. Bei $t = 3,0$ mm liegen geringfügige Unterschreitungen in Höhe von 5% vor. Bei den größeren Blechdicken, insbesondere für $t = 7,0$ mm ergeben sich jedoch ca. 20–40% höhere Tragfähigkeiten.

Statistische Kenngröße	Blechdicke t in [mm]				
	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0
Mittelwert m_x [kN]	52,5	79,4	109,7	120,7	136,2
Standardabweichung s_x [kN]	6,8	5,8	16,3	11,1	6,5
Variationskoeffizient V_x [%]	13	7	15	9	5

Tab. 21. Statistische Kenngrößen der Tragfähigkeiten R_S je Schraube basierend auf den Versuchsergebnissen des Herstellers ①

	Blechdicke t in [mm]				
	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0
5% Fraktile; Charakteristische Tragfähigkeit $R_{S,k}^{1)}$ [kN]	40,7	69,3	81,3	101,5	124,9
Teilsicherheitsbeiwert γ_M	1,25 ²⁾				
Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{S,d}$ [kN]	32,5	55,4	65,0	81,2	99,9
Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{S,d}^{3)}$ [kN]	30,3	60,4	56,4	84,5	114,9

¹⁾ $R_{S,k} = m_x - k_n \cdot s_x$ mit $k_n = 1,74$, vgl. Tab. 21
²⁾ für Schraubverbindungen gemäß DIN EN 1993-1-8:2005
³⁾ $R_{S,d} = m_x - k_{d,n} \cdot s_x$ mit $k_{d,n} = 3,27$, vgl. Tab. 21

Tab. 22. Bemessungswerte der Tragfähigkeiten $R_{S,d}$ je Schraube basierend auf den Versuchsergebnissen des Herstellers ①

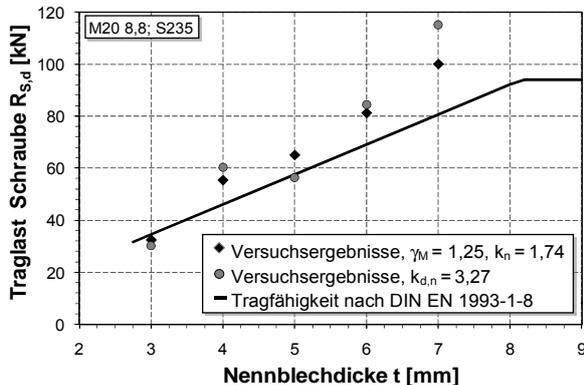


Bild 69. Vergleich der Bemessungswerte der Schraubentragfähigkeit $R_{S,d}$ der Versuchsergebnisse des Herstellers ① mit DIN EN 1993-1-8:2005

Es ist anzumerken, dass im vorliegenden Fall, der Einfluss des Lochbildes nur von geringer Bedeutung war. Ist dies nicht der Fall dann sollte eine getrennte Auswertung vorgenommen werden.

5.7.3 Statistische Auswertung: Bestimmung eines Widerstandsmodells

Allgemeines

Grundsätzlich ist zu erwähnen, dass dieses Verfahren hohe Fachkenntnisse und Erfahrungen im Umgang erfordert und daher nicht für die allgemeine Auswertung von Versuchsergebnissen empfohlen wird. Nachfolgend sollen dennoch für eine Stichprobe des Herstellers ② die Vorgehensweise sowie die Ergebnisse auszugweise dargestellt werden.

Widerstandsmodell und Basisvariablen

Aufgrund der qualitativ und quantitativ guten Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Bemessungsmodellen nach DIN EN 1993-1-8:2005, vgl. **Bild 68**, werden als Widerstandsfunktionen die Bemessungsgleichungen für „Lochleibung“ und „Abscheren“ nach Gleichungen (55) und (56) verwendet. In diesen Gleichungen gehen als Basisvariablen die Blechdicke t, die Zugfestigkeit des Bleches f_u , die Zugfestigkeit der Schraube $f_{u,b}$ sowie der Schraubendurchmesser d ein. Bei den Kenngrößen α_v , k_1 und α_b handelt es sich um Parameter die auf Grundlage von Versuchsergebnissen abgeleitet sind und für die auch im vorliegenden Fall eine Anpassung möglich ist.

Daten und Annahmen

Für die statistische Auswertung werden die Versuchsergebnisse des Herstellers ② verwendet. Eine Unterteilung in die einzelnen Lochbilder wird nicht vorgenommen. Es werden ausschließlich die Versuche für den Fall „mit Randsteife“ mit Blechdicken bis $t = 6,25$ mm, deren Versagen durch Lochleibung gekennzeichnet war, verwendet. Insgesamt stehen damit 35 Versuche für die Auswertung zur Verfügung.

Für die Auswertung werden weiterhin folgende Annahmen getroffen:

- Verwendung der gemessenen Ist-Blechdicken.
- Verwendung der gemessenen Ist-Zugfestigkeiten der Bleche.
- Annahme eines typischen Variationskoeffizienten für die Zugfestigkeit des Bleches von $V_{fu} = 0,07$.
- Annahme eines Variationskoeffizienten für die Blechdicke und den Durchmesser der Schraube von $V_t = V_d = 0,05$.
- Annahme Korrelationsfaktoren $k_1 = 1,0$ und $\alpha_b = 2,5$ entsprechend DIN EN 1993-1-8:2005 für die Situation der Schraubverbindungen bei Wellstahlbauwerken.

In **Tab. 23** sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung für das Bemessungs- bzw. Widerstandsmodell nach DIN EN 1993-1-8:2005 zusammengefasst. Der resultierende Teilsicherheitsbeiwert ergibt sich zu $\gamma_M = 1,22$. Dieser Wert ist kleiner als der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M2} = 1,25$ wie er für die Bemessung von Schraubverbindungen in DIN EN 1993-1-8 angegeben ist. Das heißt, die Auswertung hat ergeben, dass die Tragfähigkeit der vorliegenden Schraubverbindungen unter Verwendung des Widerstands-

dells nach Eurocode 3 und einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M2} = 1,25$ sicher bemessen werden kann.

Bild 70 zeigt in grafischer Form die Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Tragfähigkeiten r_e mit den theoretischen Ergebnissen des Widerstandsmodells r_t . Das Verhältnis r_e/r_t streut in einem Bereich von 0,9–1,2 und zeigt, dass das gewählte Widerstandsmodell r_t die Versuchsergebnisse r_e hinreichend gut beschreibt und für die statistische Auswertung als geeignetes Modell verwendet werden kann.

Kenngröße	Ergebnis
Anzahl Versuche n	35
Fraktilenkennwert $k_n^{*})$	1,67
Fraktilenkennwert $k_{d,n}^{*})$	3,11
Mittelwertabweichung b	1,136
Standardabweichung der Streugröße s_Δ	0,098
Charakteristische Tragfähigkeit r_k	0,786
Bemessungstragfähigkeit r_d	0,645
Teilsicherheitsbeiwert γ_M	1,22
Widerstandsfunktion $r(f_u, d, t) = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t$ mit $k_1 = 1,0$ und $\alpha_b = 2,5$ *) gemäß DIN EN 1990, Anhang D, Tabelle D.1 und D.2	

Tab. 23. Ergebnisse der statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse des Herstellers ②

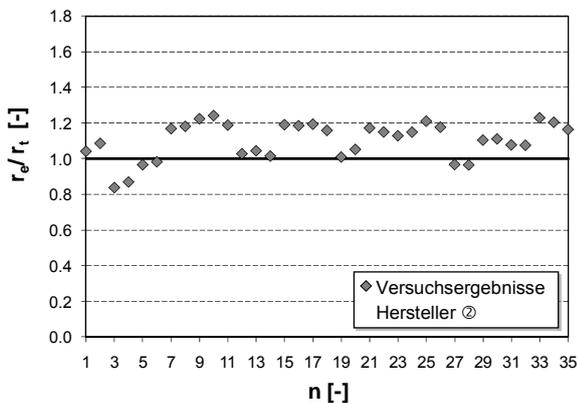


Bild 70. Abweichung der Versuchsergebnisse r_e von den theoretischen Werten r_t , Versuche des Herstellers ②

5.8 Auswirkungen der Ergebnisse auf die Bemessung

Die Ergebnisse der statistischen Auswirkungen haben gezeigt, dass sich die Tragfähigkeit der hier untersuchten Schraubenverbindungen zuverlässig mit den Bemessungsmodellen nach DIN EN 1993-1-8:2005 vorhersagen lässt. Ist dies der Fall, so ergeben sich in Abhängigkeit der Blechdicke t

die in **Tab. 24** aufgeführten Tragfähigkeiten für eine einzelne Schraube.

Tragfähigkeit	Blechdicke t [mm]						
	2,75	3,25	4,00	4,75	5,50	6,25	7,00
$R_{S,k}$ [kN]	40	47	58	68	79	90	101
$R_{S,d}$ [kN]	32	37	46	55	63	72	81
$\gamma_M = \gamma_{M2} = 1,25$ $\alpha_v = 0,6; k_1 = 2,5; \alpha_b = 1,0$ großes Lochspiel							

Tab. 24. Tragfähigkeit je Schraube einer einschneittigen Schraubenverbindung M20 8.8, S235 nach DIN EN 1993-1-8

Um eine Aussage über die Veränderung der Nachweisführung gemäß altem und neuem Regelwerk zu erhalten, wird auf die bereits in Abschnitt 4.4.1 dargestellte allgemein gültige Betrachtungsweise zurückgegriffen. Das Verhältnis der Ausnutzungsgrade beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk lässt sich unter Verwendung der Gleichungen (42), (43), (45) und (46) für den Nachweis der Schraubenverbindung wie folgt darstellen:

$$\frac{\eta_{\text{Neu}}}{\eta_{\text{Alt}}} = \frac{E_{\text{Neu,d}}}{E_{\text{Alt}}} \cdot \frac{R_{\text{Alt}}}{R_{\text{Neu,k}}} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{\text{Global}}} \quad [-] \quad (61)$$

mit

R_{Alt} Tragfähigkeit der Schraubenverbindung gemäß altem Regelwerk (Mittelwert der Versuchsergebnisse) in [kN]

$R_{\text{Neu,k}}$ charakteristischer Wert der Tragfähigkeit der Schraubenverbindung gemäß DIN EN 1993-1-8:20052 oder gemäß Auswertung von Versuchsergebnissen nach DIN EN 1990:2002 in [kN]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert für Schraubenverbindung gemäß DIN EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{\text{Global}} = 2,5$ Globalsicherheitsbeiwert für den Bruch der Schraubenverbindung gemäß altem Regelwerk

Bild 71 zeigt eine grafische Darstellung von Gleichung (61). Für den Widerstand der Schraubenverbindung nach neuem Regelwerk wurde die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung nach DIN EN 1993-1-8:2005 gemäß **Tab. 24** in Ansatz gebracht, während nach altem Regelwerk für die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung die Angaben des Herstellers ② verwendet wurden. Die Ergebnisse machen deutlich, dass - unter Verwendung der Schraubentragfähigkeit nach DIN EN

1993-1-8:2005 und unter Berücksichtigung der angepassten Einwirkungen - der Ausnutzungsgrad der Schraubenverbindung in Abhängigkeit von der Überdeckung um ca. 10 - 20% erhöht wird. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den allgemein gültigen Betrachtungen des Abschnitts 4.4 und zeigt, dass bei einer Verwendung der Schraubentragfähigkeit nach DIN EN 1993-1-8:2005 oder durch Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1990:2005 das globale Sicherheitsniveau beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk weitestgehend erhalten bleibt.

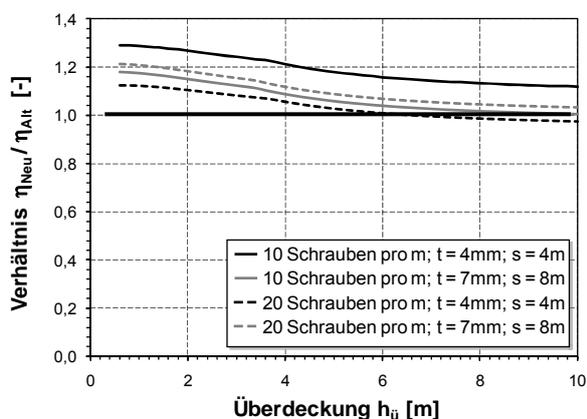


Bild 71. Vergleich der Ausnutzungsgrade für den Schraubennachweis nach neuem Regelwerk und altem Regelwerk; Ermittlung der Schraubenwiderstände nach DIN EN 1993-1-8:2005

5.9 Zusammenfassung Auswertung Schraubenversuche

Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Schraubentragfähigkeit lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die statistische Auswertung der vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten Versuchsergebnisse hat ergeben, dass die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten gut mit den Angaben für die Tragfähigkeiten von Schraubenverbindungen nach DIN EN 1993-1-8:2005 für den Fall „große Löcher“ korrelieren. Dies konnte sowohl bei der einfachen statistischen Auswertung nach dem Verfahren „Bestimmung einer Einzeleigenschaft“ als auch beim etwas aufwändigeren Verfahren „Bestimmung eines Widerstandsmodells“ festgestellt werden. Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit der bei Wellstahlbauwerken zur Anwendung kommenden Sonderschraubenverbindung zuverlässig mit den Bemessungsmodellen nach DIN EN 1993-1-8 vorhergesagt werden kann. Die Gültigkeit dieser Feststellung beschränkt sich jedoch auf die

hier untersuchten Datensätze der beiden unterschiedlichen Hersteller und den darin festgelegten Anwendungsbedingungen. Eine Übertragung dieser Erkenntnisse auf Schraubenverbindungen anderer Hersteller, abweichende Schraubendurchmesser oder Festigkeitswerte der Bleche und Schrauben ist in jedem Fall separat zu untersuchen.

- Die Auswertung der bestehenden Versuche hat gezeigt, dass die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung maßgeblich durch die Blechdicke t beeinflusst wird. Bis zu einer Blechdicke von ca. $t=6$ mm ist das Versagen durch Lochleibung gekennzeichnet. Darüber hinaus treten Mischbrüche aus einer Kombination von Lochleibung und/oder Abscheren auf. Für die maximale Blechdicke von $t=7$ mm dominiert das Versagen durch Abscheren der Schraube. Ein bedeutender Einfluss des Lochbildes, d.h. der Anzahl der Schrauben je lfd. m konnte bei der Auswertung nicht festgestellt werden. Tendenziell wurden jedoch bei beiden Herstellern etwas höhere Tragfähigkeiten für das Lochbild mit 10 Schrauben/lfd. m festgestellt. Im Rahmen der hier durchgeführten statistischen Auswertung wurde auf eine separate Auswertung der Ergebnisse in Abhängigkeit des Lochbildes verzichtet.
- Die Untersuchungen zeigen, dass es im Zuge der Umstellung der Regelwerke sinnvoll erscheint, die Festlegung der Tragfähigkeit der Schraubenverbindung gemäß den europäisch harmonisierten Regeln und dem damit begründeten Verfahren nach DIN EN 1990:2002 durchzuführen.
- Für die Durchführung und die statistische Auswertung von Versuchen zur Festlegung von Tragfähigkeitskennwerten für die Schraubenverbindungen von Wellstahlbauwerken wird nachfolgende Vorgehensweise empfohlen:
 - Vereinbarung des Versuchsaufbaus und der Versuchskörper in Anlehnung an **Bild 59** und **Bild 60**.
 - Statistische Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1990:2002 mit dem Verfahren „Statistische Bestimmung einer Einzeleigenschaft“.
 - Vereinbarung eines Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma_M = \gamma_{M2} = 1,25$ in Anlehnung an DIN EN 1993-1-8:2005.
 - Überprüfung des Einflusses des Lochbildes auf die Tragfähigkeit.

- Untersuchung des Einflusses der Blechdicke auf die Tragfähigkeit für jede relevante Dicke. Die Versuchskörper sollten in der Lage sein die beiden Versagensmodi „Lochleibung“ und „Abscheren“ abzudecken.
- Die Anzahl der Versuche je Serie sollte 3 nicht unterschreiten.
- Normierung der Versuchsergebnisse auf die Nennwerte der Blechdicke und die Festigkeiten des für das Versagen maßgebenden Bauteils.

6 Nachweis am Schrägschnitt

6.1 Einleitung

Die zweckmäßigste Ausführung der Wellstahlbauwerk-Enden ist deren Anpassung an die vorhandene Böschung in Neigung und Abschlusswinkel, vgl. **Bild 72**. Durch diese Anpassung ergeben sich am Ende des Wellstahlbauwerks die so genannten Schrägschnitte, in denen die Schalentragwirkung gestört ist und daher die bestehenden Bemessungsrichtlinien der vorangegangenen Abschnitte ihre Gültigkeit verlieren. Die Bemessung der Schrägschnitte soll in diesem Abschnitt kurz aufgezeigt werden.

6.2 Bemessung der Schrägschnitte nach Regelwerk

Die Regelungen zur Bemessung der Schrägschnitte haben sich beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk nicht geändert. Unter Einhaltung nachfolgender konstruktiver Randbedingungen:

- Böschungsneigung nicht flacher als 1:1,5 und
- Bauwerksabschlusswinkel $\beta \geq 85^\circ$ sowie
- Spannweite $s \leq 5$ m

braucht kein Nachweis geführt zu werden. In allen anderen Fällen ist ein besonderer Standsicherheitsnachweis erforderlich, der jedoch nicht näher präzisiert ist und daher in die Eigenverantwortung des Herstellers fällt. Grundsätzlich besteht jedoch auch die Möglichkeit, den Standsicherheitsnachweis durch Änderung der Geometrie und/oder einer Aussteifung des freien Randes positiv zu beeinflussen.

6.3 Nachweisverfahren in der Praxis

6.3.1 Allgemeines

Der Nachweis der Schrägschnitte erfordert in der Regel eine vergleichsweise aufwändige räumliche Modellierung und Nachweisführung z.B. mittels Stabwerkssystemen oder FEM-Berechnungen.

Umfangreiche Untersuchungen zur Standsicherheit der Schrägschnitte wurden von (GLOCK, 1974) und (FEDER, 1984) durchgeführt. Beide Untersuchungen basieren auf dreidimensionalen FEM-Analysen an Schalentragwerken anhand derer einfache Bemessungsgleichungen abgeleitet wurden. Nachfolgend werden diese beiden Nachweisverfahren kurz vorgestellt. Auf Details dieser Berechnungen soll im Rahmen dieser Betrachtungen nicht näher eingegangen werden. Hierzu wird auf die entsprechende Literatur verwiesen.

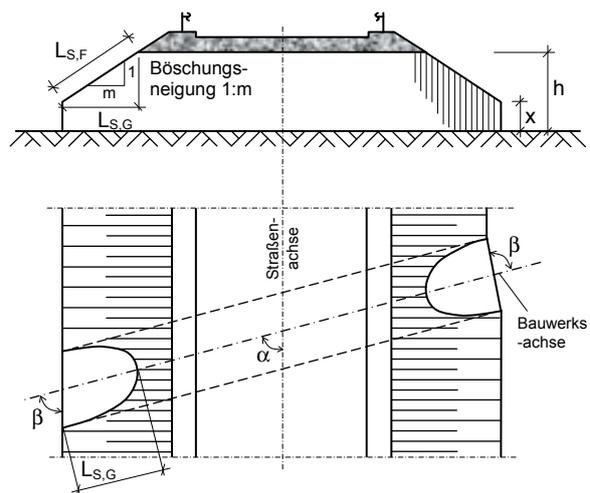


Bild 72. Allgemeine Situation am Schrägschnitt von Wellstahlbauwerken

6.3.2 Nachweis am Schrägschnitt nach (GLOCK, 1974)

Nach (GLOCK, 1974) kann für Wellstahlbauwerke mit Spannweiten $s > 5$ m die Standsicherheit eines unausgesteiften Schrägschnittes wie folgt ermittelt werden:

$$v_s = \frac{M_{pl} \cdot L_{s,G} + b \cdot F_{pl} \cdot \frac{r_1^3}{L_{s,G}}}{a \cdot L_{s,G} \cdot r_1^3} \quad [-] \quad (62)$$

mit

$v_s \geq 2,0$; erforderliche Sicherheit bei einer Ausführung der Schrägschnitte ohne Randaussteifung

M_{pl} plastisches Moment in [Mpm/m] in Umfangsrichtung, vgl. **Tab. 25**

F_{pl} maximale beim Plastizieren in Längsrichtung des Wellstahlbauwerks aufnehmbare Normalkraft in [Mp/m], vgl. **Tab. 25**

r_1 Scheitelradius in [m]

$L_{S,G}$ auf die Horizontale in Bauwerkslängsrichtung projizierte Schrägschnitlänge, vgl. **Bild 72**.

a, b profilabhängige Parameter, vgl. **Tab. 26**

Aufgrund der empirischen Herleitung von Gleichung (62) sind die plastischen Querschnittskenngößen M_{pl} und F_{pl} ausschließlich in den in **Tab. 25** angegebenen Einheiten von [Mpm/m] bzw. [Mp/m] zu verwenden.

Entsprechend den geometrischen Abmessungen in **Bild 72** lässt sich nach (GLOCK, 1974) die projizierte Schrägschnitlänge $L_{S,G}$ für den Fall $\alpha = \beta$ (Kreuzungswinkel = Bauwerksabschlusswinkel) gemäß nachfolgender Gleichung (63) ermitteln. Für hiervon abweichende Fälle ($\alpha \neq \beta$) ist die Schrägschnitlänge entsprechend den geometrischen Verhältnissen separat zu berechnen. Bei der Ermittlung der Schrägschnitlänge ist ggf. auch ein Gefälle des Wellstahlbauwerks in Achsrichtung zu berücksichtigen.

$$L_{S,G} = \frac{(h-x) \cdot m}{\sin(\alpha)} + \frac{s}{2} \cdot \tan(90^\circ - \alpha) \quad [\text{m}] \quad \text{für } \beta = \alpha \quad (63)$$

mit

h Querschnittshöhe in [m]

x vertikale Schnittansatzhöhe in [m]

m Steigung der Böschung [-]

s Spannweite des Querschnitts in [m]

β Bauwerksabschlusswinkel in [°]

α Kreuzungswinkel in [°]

6.3.3 Nachweis am Schrägschnitt nach (FEDER, 1984)

Die Untersuchungen von (FEDER, 1984) zum Nachweis des Schrägschnittes basieren auch auf FEM-Analysen an Wellstahlprofilen mit der Standard-Wellung von 200 x 55. Die Berechnungen gehen von einer zulässigen Spannung von 14 kN/cm² aus, die gemäß DIN 4114:1952 der zulässigen Spannung eines St37 (S235) entspricht. Im Unterschied zu (GLOCK, 1974) wird die Länge des Schrägschnittes $L_{S,F}$ in der Falllinie der Böschung gemessen. In seinem Berechnungsmodell geht

Blechdicke t [mm]	M_{pl}^* [Mpm/m]	F_{pl}^{**} [Mp/m]
2,75	1,25	1,08
3,25	1,47	1,51
4,00	1,80	2,28
4,75	2,11	3,15
5,50	2,43	4,31
6,25	2,75	5,56
7,00	3,06	6,98

Angaben gelten für die Standard-Wellung von 200 x 55
 * $M_{pl} = 1,24 \cdot f_{y,k} \cdot W_{el}$ mit $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$
 ** Angaben in (GLOCK, 1974) wurden auf die Streckgrenze von $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet

Tab. 25. Plastische Querschnittskenngößen für den Standsicherheitsnachweis am Schrägschnitt nach (GLOCK, 1974)

Querschnittsform	Parameter	
	a [-]	b [-]
Bogenprofil	0,0777	0,90
Maulprofil	0,1257	1,53
Unterführungsprofile	0,1570	1,92
Kreisprofile	0,1950	2,36

$K = 0,33; \gamma_{\perp} = 20 \text{ kN/m}^2; f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$

Tab. 26. Profilabhängige Parameter für den Standsicherheitsnachweis am Schrägschnitt nach (GLOCK, 1974)

(FEDER, 1984) davon aus, dass der Bauwerksabschlusswinkel und der Kreuzungswinkel identisch sind ($\beta = \alpha$) und die Schnittansatzhöhe Null ist ($x = 0 \text{ m}$), vgl. **Bild 72**.

Unter den getroffenen Annahmen und auf Grundlage von Parameteruntersuchungen an unterschiedlichen Querschnittsformen konnte schließlich nachfolgende Gleichung (64) für die näherungsweise Ermittlung der maximalen, im Wellstahlprofil auftretenden Spannung aufgestellt werden:

$$\max \sigma = C_1 \cdot \frac{\gamma_{B,k}}{19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} \cdot \left(\frac{h}{3,0 \text{ m}} \right)^{1,5} \cdot \left(\frac{7,0 \text{ mm}}{t} \right)^{1,5} \cdot \frac{L_{S,F}}{6,0 \text{ m}} \cdot \left(\frac{1}{\sin(\alpha)} \right)^{5 \cdot C_2} \quad [\text{kN/cm}^2] \quad (64)$$

mit

$\max \sigma$ maximal zulässige Spannung in [kN/cm²];
 $\max \sigma \leq 14,0 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_{B,k}$ Wichte des Bodens in [kN/m³]

h Höhe des Wellstahlquerschnitts in [m]

t Blechdicke des Wellstahlprofils in [mm]

$L_{S,F}$ auf die Böschungfalllinie projizierte Schrägschnitlänge in [m], vgl. **Bild 72**.

α Kreuzungswinkel in [°] für eine Böschungsneigung von 1:1,5; für abweichende Böschungsneigungen siehe Gleichung (71) und (72).

C_1, C_2 profilabhängige Parameter, vgl. **Tab. 27**

Querschnittsform	Parameter	
	C_1 [kN/cm ²]	C_2 [-]
Bogenprofil	4,5 (s/h)*	1,25
Maulprofil	3,2	1,00
Unterführungsprofile	3,7	1,00
Kreisprofile	3,7	1,00

* s..... Spannweite; h..... Höhe, vgl. **Bild 3**

Tab. 27. Profilabhängige Parameter für den Standsicherheitsnachweis am Schrägschnitt nach (FEDER, 1984)

Gemäß (FEDER, 1984) unterliegt die in Gleichung (64) aufgeführte Näherungsgleichung folgenden Gültigkeitsgrenzen:

$$16 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma_{B,k} \leq 24 \text{ kN/m}^3 \quad (65)$$

$$2,7 \text{ mm} \leq t \leq 7,0 \text{ mm} \quad (66)$$

$$h < 6,0 \text{ m} \quad \text{für Kreis- und Unterführungsprofile} \quad (67)$$

$$h < 5,0 \text{ m} \quad \text{für Maulprofile} \quad (68)$$

$$h < 3,5 \text{ m} \quad \text{für Bogenprofile} \quad (69)$$

Entsprechend den geometrischen Abmessungen in **Bild 72** lässt sich nach (FEDER, 1984) die in die Falllinie der Böschung projizierte Schrägschnitlänge $L_{S,F}$ für den Fall $\alpha = \beta$ (Kreuzungswinkel = Bauwerksabschlusswinkel) gemäß nachfolgender Gleichung (70) ermitteln.

$$L_{S,F} = \frac{h}{\sin\left(\arctan\left(\frac{1}{m}\right)\right)} \quad [\text{m}] \quad (70)$$

mit

h Querschnittshöhe des Wellstahlbauwerks in [m]

m Böschungsneigung 1:m in [-]

Obwohl in (FEDER, 1984) nicht explizit auf die Behandlung einer möglichen Schnittansatzhöhe hingewiesen wird, erfolgt dies in der Praxis durch Reduzierung der Querschnittshöhe h um den entsprechenden Wert der Schnittansatzhöhe x . Das

heißt, in Gleichung (70) wird die Querschnittshöhe h im Zähler durch den Ausdruck $(h - x)$ ersetzt.

Für Böschungssteigungen die von dem in Gleichung (64) angenommenen Wert von 1:1,5 abweichen, schlägt (FEDER, 1984) vor, den Kreuzungswinkel α durch $\bar{\alpha}$ gemäß nachfolgenden Gleichungen (71) und (72) zu ersetzen:

$$\bar{\alpha} = \arcsin\left(\left(\frac{1/m}{1/1,5}\right) \cdot \sin(\alpha)\right) \quad [^\circ] \quad \text{für } m > 1,5 \quad (71)$$

$$\bar{\alpha} = \alpha \quad [^\circ] \quad \text{für } m \leq 1,5 \quad (72)$$

mit

m Steigung der Böschung 1:m [-]

α Kreuzungswinkel in [°]

6.4 Vergleich der bestehenden Nachweisverfahren

Ein direkter Vergleich der beiden Nachweisverfahren ist nicht uneingeschränkt möglich, da beide Verfahren teilweise mit nicht identischen Eingangsparametern arbeiten. So ist z.B. beim Nachweis nach (GLOCK, 1974) die Schrägschnitlänge als die auf die Horizontale in Bauwerkslängsrichtung projizierte Länge definiert, während nach (FEDER, 1984) der Schrägschnitt in der Falllinie der Böschung gemessen wird. Unterschiede sind auch bei der Berücksichtigung der maßgebenden Querschnittskenngößen festzustellen. Neben der Blechdicke ist beim Nachweis nach (FEDER, 1984) die Höhe h des Querschnitts von maßgebender Bedeutung, während in der Nachweisgleichung von (GLOCK, 1974) der Scheitelradius r_1 als maßgebende Größe Eingang findet. Aus diesem Grund werden die beiden unterschiedlichen Verfahren für den Nachweis am Schrägschnitt an vier Querschnittsformen mit Spannweiten von $s \geq 5 \text{ m}$ verglichen. Die Vergleichsuntersuchungen umfassen in Anlehnung an die Parameteruntersuchungen des Abschnitts 4 zwei Maulprofile (MB14 und MB24) und zwei Unterführungsprofile (UF10 und UF16), vgl. **Tab. 17**.

In **Tab. 28** sind für die untersuchten Querschnittsformen die erforderlichen Blechdicken für den Nachweis am unausgesteiften Schrägschnitt zusammengefasst. Neben den unterschiedlichen Querschnittsformen wurde, sofern dies mit der maximalen Blechdicke von $t = 7,0 \text{ mm}$ möglich war, der Kreuzungswinkel α bzw. der Bauwerksabschlusswinkel β variiert. Für den Vergleich wurde die übliche Böschungsneigung von 1:1,5 ange-

nommen. Die in **Tab. 28** aufgeführten Blechdicken orientieren sich an den üblichen Nennblechdicken von $t = 3,25; 4,0; 4,75; 5,5; 6,25$ und $7,0$ mm. Die übliche Korrosionsreserve von $\Delta t = 1,0$ mm ist in den erforderlichen Blechdicken nicht enthalten. Für die Ermittlung der erforderlichen Blechdicken wurde ferner eine in der Praxis übliche Schnittansatzhöhe von $x = 0,2 \cdot h$ angenommen.

Die Ergebnisse der stichprobenartigen Vergleiche der Nachweisverfahren am Schrägschnitt in **Tab. 28** zeigen, dass beide Verfahren für die gewählten Querschnitte und einem Kreuzungswinkel von $\alpha = 90^\circ$ gut übereinstimmen, und sich nur um eine Nennblechdicke unterscheiden. In allen anderen Fällen sind teilweise Unterschiede bis zu zwei Nennblechdicken erkennbar. Bei den Maulprofilen lässt sich eine Tendenz erkennen, dass das Nachweisverfahren nach (FEDER, 1984) im Vergleich zum Verfahren nach (GLOCK, 1974) geringere erforderliche Blechdicken am Schrägschnitt ergibt.

Querschnitt	Höhe h [m]	Scheitelradius r_1 [m]	Winkel $\alpha = \beta$ [°]	erf. Blechdicke t	
				GLOCK	FEDER
MB14	3,53	3,17	90	4,00	3,25
			75	4,75	3,25
			60	6,25	4,75
MB24	4,53	4,28	90	5,50	4,75
			75	7,00	5,50
UF10	4,00	2,48	90	4,00	4,00
			75	4,75	4,75
			60	5,50	6,25
UF16	5,39	3,22	90	7,00	7,00

Böschungsnegung 1:1,5
 Werte ermittelt für eine vertikale Schnittansatzhöhe von $x = 0,2 \cdot h$
 Wichte des Bodens $\gamma_{b,k} = 20 \text{ kN/m}^3$

Tab. 28. Erforderliche Blechdicken für den Nachweis am Schrägschnitt nach (GLOCK, 1974) und (FEDER, 1984)

6.5 Ergebnisse

Die durchgeführten stichprobenartigen Untersuchungen zum Nachweis am Schrägschnitt an vier verschiedenen Querschnitten zeigen, dass die beiden unterschiedlichen Verfahren nach (GLOCK, 1974) und (FEDER, 1984) für $\alpha = \beta$ und einer gewählten typischen Schnittansatzhöhe für einen Kreuzungswinkel von $\alpha = 90^\circ$ zu vergleichbaren Ergebnissen führen. Für hiervon abweichende Kreuzungswinkel sind teilweise größere Unterschiede bis zu zwei Nennblechdicken erkennbar. Es fällt auch auf, dass das Nachweisverfahren nach (FEDER, 1984) für Maulprofile im Vergleich zum Nachweisverfahren nach

(GLOCK, 1974) im Allgemeinen zu geringeren Blechdicken führt.

Bei Anwendung des Verfahrens nach (GLOCK, 1974) wird empfohlen, die plastischen Querschnittswerte unter Ansatz einer Streckgrenze von $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ zu verwenden, wie sie hier in **Tab. 26** aufgeführt sind.

Für die Überarbeitung des Regelwerks wird empfohlen, den Standsicherheitsnachweis am Schrägschnitt entsprechend den hier dargestellten Nachweisverfahren hinsichtlich einzelner Kenngrößen (z.B. Schrägschnittlänge, maximal zulässige Spannung, erforderliche Sicherheit,...) zu präzisieren, um damit zukünftig auch für den Schrägschnitt ein vergleichbares und weitestgehend einheitliches Sicherheitsniveau bei Anwendung der hier dargestellten Nachweisverfahren zu gewährleisten.

Hinsichtlich der Korrosionsreserve halten es die Autoren dieses Berichts als auch (GLOCK, 1974) und (FEDER, 1984) für sinnvoll, beim Nachweis am Schrägschnitt auf deren Berücksichtigung zu verzichten, da:

- am Schrägschnitt die maßgebenden Beanspruchungen beim Hinterfüllen infolge des Verdichtungserddrucks anfallen, die im allgemeinen aufgrund der im Regelwerk geforderten leichten Verdichtungsgeräte bis 100 kg gering ausfallen,
- gemäß (FEDER, 1984) die Stellen mit der höchsten statischen Beanspruchung im Bereich eines in Umfangsrichtung gemessenen Rohrwandgefälles von mehr als 25° liegen und damit nur geringen Korrosionsangriffen ausgesetzt sind, und
- der Schrägschnitt üblicherweise auch unter Verkehrsbelastung ausgewechselt werden kann.

7 Stabwerksberechnungen

7.1 Einleitung / Anlass

Die Vergleichsbetrachtungen und -untersuchungen der vorangegangenen Abschnitte haben gezeigt, dass es beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk vor allem beim Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ für flache Querschnitte mit $h/s < 0,7$, trotz Erhöhung der Verkehrslasten, zu einer Reduktion des Sicherheitsniveaus im Bereich von 10 - 20% gekommen ist.

Aufgrund der bei Stabilitätsproblemen typischerweise auftretenden nichtlinearen Zusammenhänge zwischen der Einwirkungen und dem Widerstand,

wurde die vorgenommene Erhöhung der Lasten in Verbindung mit der Reduzierung des Sicherheitsniveaus in Bezug auf den Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ als besonders kritisch angesehen. Im Zuge der Projektbearbeitung wurde daher beabsichtigt, diese Maßnahmen im Rahmen von weitergehenden Sonderuntersuchungen in Form Stabwerksberechnungen zur Stabilität des Bauwerksscheitels näher zu betrachten. Insbesondere sollten die Auswirkungen der mit dem neuen Regelwerk verbundenen

- Erhöhung der Verkehrslasten und
- Reduzierung des Sicherheitsniveaus für flache Querschnitte mit $h/s < 0,7$

in Bezug auf die Stabilität des Bauwerksscheitels näher untersucht werden.

Während der Bearbeitung des Projekts hat sich allerdings gezeigt, dass die oben genannten Zielsetzungen im Rahmen der nachfolgenden Stabwerksberechnungen nicht abschließend geklärt werden konnten. Die Stabwerksberechnungen wurden daher durch Untersuchungen an zwei Querschnitten im Spannweitenbereich von $s = 8$ m bis 10 m ergänzt, mit dem Ziel die Auswirkungen der Erweiterung des Anwendungsbereichs von $s \leq 8$ m (altes Regelwerk) auf $s \leq 10$ m (neues Regelwerk) abschätzen zu können.

7.2 Modellierung

Die Modellierung der Wellstahlbauwerke erfolgte als teilweise elastisch gebetteter biegeweicher Stabzug unter Verwendung des kommerziellen Stabstatik-Programms RSTAB in der Version 6.03.2664. Die Geometrie des Stabzuges wurde parametrisiert aufbereitet und mit insgesamt 90 Stabelementen abgebildet, vgl. **Bild 73**. Sämtliche Querschnittswerte beziehen sich auf eine Einheitslänge von 1 m in Längsrichtung des Wellstahlbauwerks.

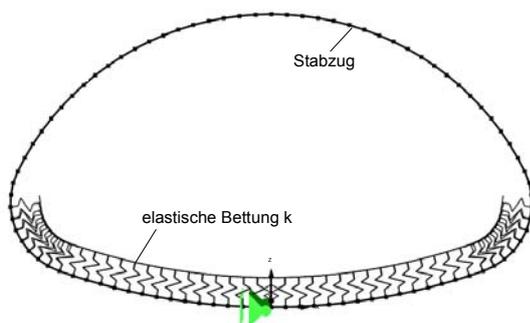


Bild 73. Modellierung des Wellstahlbauwerks als elastisch gebetteter Stabzug

7.3 Lastannahmen und Lagerung

7.3.1 Belastungen beim Hinterfüllen

Es werden die Belastungsannahmen nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) entsprechend **Bild 10** übernommen. Das heißt, es wird angenommen, dass das Hinterfüllungsmaterial zu beiden Seiten des Rohres lagenweise gleichmäßig angeschüttet wird. Durch das Anschütten wird einerseits die Rohrbelastung erzeugt und andererseits die Bettung der Rohrwandung aufgebaut.

Für die Belastung des Rohres wird eine horizontale, mit der Hinterfüllungshöhe wachsende Druckverteilung angenommen. Als Vertikalbelastung wirkt ab der Hinterfüllung im Kämpfer das Gewicht des Hinterfüllmaterials oberhalb der Rohrkontur. Die Gesamtbelastung wird je nach Anzahl der Anschüttungsstufen in Teilbelastungen zerlegt, vgl. **Bild 10**.

Bezüglich der Bettung wird angenommen, dass die elastische Bettung nur dann wirksam wird, wenn sich die Rohrwandung gegen das Erdreich verschiebt. Bei Verformungen nach innen wird die Bettung entsprechend inaktiv. Die Bettung wird ferner elastisch, lastunabhängig und - wenn aktiviert - konstant über den Umfang angenommen. Die Größe des elastischen Bettungsmoduls k wird in Anlehnung an (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) in Abhängigkeit vom Steifemodul des Bodens E_s und dem Scheitelradius r_1 entsprechend nachfolgender Gleichung (73) gewählt.

$$k = 0,5 \cdot \frac{E_s}{r_1} \quad (73)$$

Tangentialbeanspruchungen in Umfangsrichtung infolge Reibungseffekten zwischen dem Erdreich und der Rohrwandung werden vernachlässigt.

7.3.2 Belastungen aus Überdeckung und Verkehr

Für die Belastung aus Überdeckung und Verkehr wird als aktive Belastung der Scheiteldruck p_s gemäß Gleichung (19) und (20) bzw. (21) und (22) in Ansatz gebracht, mit einer vom Scheitel zu den Seiten hin abnehmenden cosinusförmigen Radialbelastung deren Ausbreitungsbereich für hohe Überdeckungen durch den Lastausbreitungsparameter bzw. Winkel $\psi_B = 2,36$ (135°) und für geringe Überdeckungen mit $\psi_B = 1,57$ (90°) festgelegt wird, vgl. **Bild 74**.

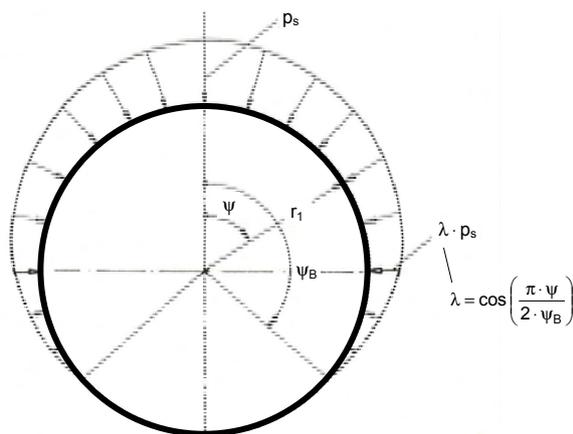


Bild 74. Belastung aus Überdeckung und Verkehr als Scheiteldruck p_s gemäß (KLÖPPEL & GLOCK, 1970)

7.4 Berechnungsverfahren und -optionen

7.4.1 Berechnungen beim Hinterfüllen

Beim Hinterfüllen werden in Bereichen in denen die Wandung nach außen gegen das teilweise vorhandene Erdreich gedrückt wird, Erdreaktionsdrücke, die eine seitliche Abstützung bzw. elastische Bettung in den betreffenden Rohrbereichen bewirken, hervorgerufen. Da die Größe dieser Bettungsbereiche sich mit der Anschüttungshöhe verändert, liegt hier ein statisches System mit veränderlichen Randbedingungen vor. Zur Berücksichtigung dieser Tatsache wurde bei der Berechnung des Hinterfüllvorgangs für jede Anschütthöhe ein separates Teilsystem mit entsprechenden Teilbelastungen gemäß **Bild 10** berechnet und im Anschluss die Gesamtbeanspruchungen aufsummiert. Die Verformungen wurden jeweils als Eingangsgrößen in das nachfolgende statische System übertragen.

Bei den Berechnungen für den Hinterfüllvorgang wird in Anlehnung an (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) das Eigengewicht der Stahlblechelemente vernachlässigt.

7.4.2 Stabilitätsnachweis

Das biegeeweiche in den Boden eingebettete Stahlrohr erfährt teilweise bereits schon beim Hinterfüllen, aber hauptsächlich durch die Belastungen aus Überdeckung und Verkehr große Verformungen verbunden mit teilweise über den elastischen Bereich hinausgehenden Beanspruchungen (Fließgelenkbildung), weshalb ein herkömmlicher Stabilitätsnachweis, z.B. nach Theorie II. Ordnung, nicht möglich ist.

Ein exakter Stabilitätsnachweis für in den Boden eingebettete biegeeweiche Rohre ist äußerst kompliziert und streng genommen nur nach Theorie I-II. Ordnung (Berücksichtigung großer Systemverformungen) und unter Berücksichtigung materieller Nichtlinearitäten im Rahmen derer z.B. die Bildung von Fließgelenkbildung erfasst werden kann, möglich. Als weitere Schwierigkeit kommt die Interaktion des Stahlrohrs mit der elastischen Bettung des Erdreichs hinzu, das ebenfalls einen starken Einfluss auf das Stabilitätsverhalten hat.

Trotz erheblicher technischer Fortschritte im Bereich nichtlinearer Berechnungsmethoden, ist die Modellierung derartiger Systeme mit momentan in der Ingenieurpraxis vorhandenen Software-Programmen kaum möglich. Derartige Untersuchungen sind i.d.R. sehr aufwändig und wissenschaftlichen Betrachtungen vorbehalten. Unter anderem aus diesen Gründen wurde bei den Untersuchungen von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) der Stabilitätsnachweis auf Basis von Verzweigungslasten geführt.

Der Nachweis „Durchschlagen des Bauwerkscheitels“ wird daher in Anlehnung an (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) auch unter Verwendung der Verzweigungslast geführt. Hierzu wird folgendermaßen vorgegangen:

1. Ermittlung der Querschnittsverformungen aus dem Hinterfüllvorgang.
2. Belastung des Systems mit der cosinusförmigen Beanspruchung durch den Scheiteldruck p_s , vgl. **Bild 74**.
3. Programmtechnisch iterative Ermittlung der Verzweigungs- und Durchschlagslast.

Es ist zu erwähnen, dass bei dieser Vorgehensweise lediglich die aus dem Hinterfüllvorgang entstehenden Verformungen bei der Ermittlung der Verzweigungslast abgebildet werden. Die aus dem Hinterfüllvorgang resultierenden Beanspruchungen werden nicht erfasst.

7.5 Überprüfung des Berechnungsmodells

7.5.1 Verformungen und Beanspruchungen beim Hinterfüllen

Die Überprüfung der Qualität des Berechnungsmodells erfolgt durch Vergleich der Ergebnisse mit den Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970). Für die Verformungen und Beanspruchungen beim Hinterfüllen wird hierfür ein Kreisprofil mit einem Radius von $r_1 = 3,0\text{m}$ gewählt. Alle weiteren Ein-

gangsgrößen für die Berechnungen sind in **Tab. 29** aufgeführt. Für ein derartiges System stehen detaillierte Berechnungsergebnisse in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970), Seite 364 und 365 zur Verfügung. Der Hinterfüllvorgang wurde in 3 Anschütthöhen modelliert. Zu Vergleichszwecken wurden die Einwirkungen ohne Teilsicherheitsbeiwerte versehen.

Kenngrößen		Wert
Globalgeometrie	Spannweite s [m]	6,0
	Höhe h [m]	6,0
Querschnitt	Typ [-]	Kreisprofil
	Radius r_1 [m]	3,0
	Wanddicke t_{eff} [mm]	6,0
	Streckgrenze [N/mm ²]	235
Boden	Steifemodul E_S [kN/m ²]	20.000
	Wichte $\gamma_{B,k}$ [kN/m ³]	20
	Elastische Bettung k [kN/m ³]	3.333
	Erddruckbeiwert K [-]	0,5
Anschüttung	Anschütthöhen h_1, h_2, h_3 [m]	3,31 / 5,12 / 6,00

Tab. 29. Kenngrößen Vergleichsbeispiel

In **Bild 75** ist für die drei Anschütthöhen der Verlauf der Querschnittsverformungen dargestellt. Es ergibt sich eine maximale Scheitelhebung von $v_S = 0,427$ m. Dieser Wert stimmt sehr gut mit den Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) von $v_S = 0,43$ m überein.

Bild 76 zeigt für die drei Anschütthöhen den über den halben Umfang abgewinkelten Biegemomentenverlauf. Am Scheitel ergibt sich ein maximales Moment von $M_S = 39,4$ kNm/m. Auch dieser Wert stimmt sehr gut mit den Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) von $M_S = 39,9$ kNm/m überein.

Weitere hier nicht dargestellte Vergleichsberechnungen an einem Maulprofil (Typ MA 22 der Firma Hamco) mit einem Scheitelradius von $r_1 = 3,0$ m führten zu Abweichungen im Bereich von ca. 10% im Vergleich zu den Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970).

Die Vergleichsberechnungen machen deutlich, dass das hier verwendete Stabwerkmodell in der Lage ist die Beanspruchungen und Verformungen beim Hinterfüllen im Vergleich zu den Untersuchungen in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) plausibel wiederzugeben.

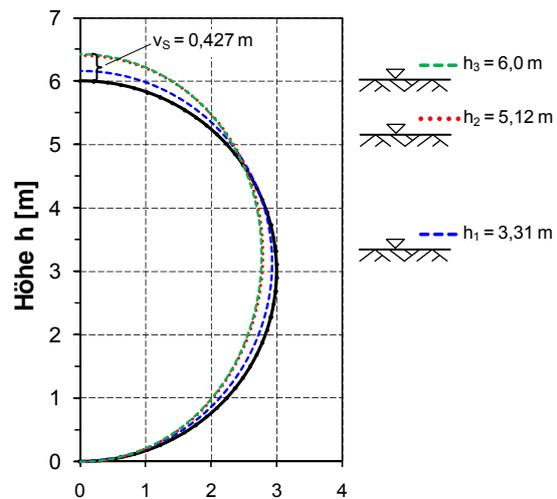


Bild 75. Mittels Stabstatik berechneter Verlauf der Verformungen beim Anschütten

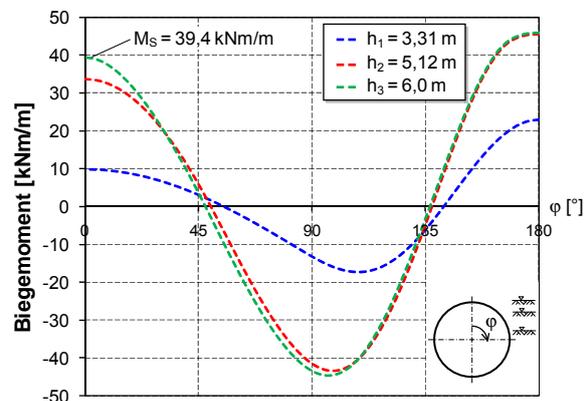


Bild 76. Mittels Stabstatik berechneter Biegemomentenverlauf beim Anschütten

7.5.2 Verzweigungslasten

Für die Überprüfung des statischen Modells wird wiederum das im vorangegangenen Abschnitt zugrunde gelegte Kreisprofil verwendet. Da der Stabilitätsnachweis im Bauwerksscheitels vorwiegend bei hohen Überdeckungen und daraus resultierenden großen Normalkräften maßgebend wird, wird der Lastangriffsparameter zu $\psi_B = 2,36$ gewählt. Die Belastung erfolgt gemäß **Bild 74**, in Form einer Einheitslast in Höhe von $p_s = 1$ kN/m². Alle weiteren Angaben entsprechen den Werten in **Tab. 29**.

Bild 77 zeigt als Ergebnis der Berechnungen die Verzweigungsfigur beim Durchschlagen des Scheitels, die im vorliegenden Fall durch ein einwelliges Durchschlagen gekennzeichnet ist. Der programmtechnisch ermittelte Verzweigungslastfaktor liegt bei $f_{Nki} = 421$, gleichbedeutend mit einer Durchschlagslast von $p_{SD} \cong 421$ kN/m². Im Vergleich hierzu ergibt sich nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) für den vorliegenden Steifigkeitsparameter

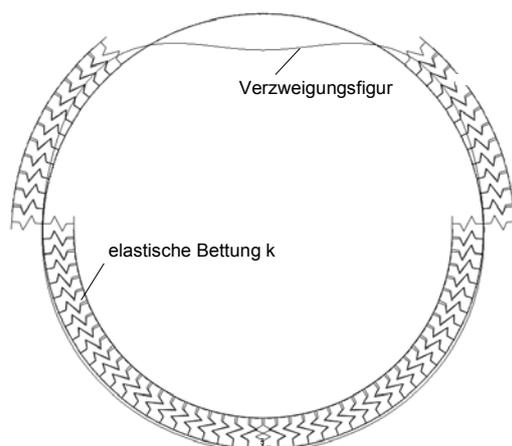


Bild 77. Mittels Stabstatik berechnete Verzweigungsfigur beim Durchschlagen des Scheitels, Kreisprofil, $r_1 = 3$ m, $\psi_B = 2,36$

$\alpha = (EI/k \cdot r_1^4) = 0,0021$ gemäß **Bild 8** eine Durchschlaglast von $p_{SD,k} \cong 395$ kN/m².

Es zeigt sich, dass für das hier untersuchte Kreisprofil die mit dem Stabstatikprogramm ermittelten Verzweigungslasten hinreichend gut mit den Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) übereinstimmen. Die Abweichung liegt bei ca. 7%.

7.6 Untersuchungen am Maulprofil MA8 (Standardbeispiel)

7.6.1 Allgemeines

Beim Maulprofil Typ MA8 der Firma Hamco handelt es sich um den in Abschnitt 4 für die Vergleichsberechnungen zugrunde gelegten Standardquerschnitt mit einer Spannweite von $s = 3,70$ m und einer Höhe von $h = 2,44$ m. Das Verhältnis der Spannweite zur Höhe beträgt $h/s = 0,65$ und liegt damit in einem Bereich in dem nach altem Regelwerk für den Stabilitätsnachweis eine erhöhte Sicherheit erforderlich war ($\gamma_{Global} = 2,5$ für $h/s < 0,7$ vgl. **Tab. 8**). Der Scheitelradius beträgt $r_1 = 1,87$ m.

Nach neuem Regelwerk beträgt die Mindestblechdicke inkl. dem Korrosionszuschlag $t_{min} = 3,25$ mm. Für die Berechnungen werden entsprechend die Profilquerschnittswerte für eine effektive Dicke von $t_{eff} = 2,25$ mm in Ansatz gebracht (Mindestblechdicke abzüglich Korrosionszuschlag).

Bei den Berechnungen für das Hinterfüllen werden drei Anschütthöhen betrachtet. Die Ermittlung der Beanspruchungen beim Hinterfüllen erfolgte mit den charakteristischen Lasten.

Die Untersuchungen im eingebauten Zustand des Wellstahlbauwerks beschränken sich auf zwei

Kenngroßen		Wert
Globalgeometrie	Spannweite s [m]	3,70
	Höhe h [m]	2,44
Querschnitt	Typ [-]	Maulprofil, hoch
	Radien $r_1 / r_2 / r_3$ [m]	1,87 / 0,63 / 5,06
	Wanddicke t^* [mm]	3,25
	Streckgrenze [N/mm ²]	235
Boden	Steifemodul E_S [kN/m ²]	30.000
	Wichte $\gamma_{B,k}$ [kN/m ³]	20
	Elastische Bettung k [kN/m ³]	8.021
	Erddruckbeiwert K [-]	0,4
Anschüttung	Anschütthöhen h_1, h_2, h_3 [m]	0,83 / 1,64 / 2,44
Überdeckung	Überdeckung $h_{\bar{u}}$ [m]	2,0
		6,0
Belastung	Scheitel- druck $p_{s,d}$ [kN/m ²]	123 für $h_{\bar{u}} = 2,0$ m
		192 für $h_{\bar{u}} = 6,0$ m
* inkl. Korrosionszuschlag von 1 mm		

Tab. 30. Eingangsgrößen für die Berechnungen am Maulprofil MA 8 (Standardbeispiel)

Überdeckungen von $h_{\bar{u}} = 2,0$ m und 6,0 m sowie den daraus als Belastung resultierenden Scheitel-
drücken p_s nach altem und neuem Regelwerk.

Alle für die Berechnungen erforderlichen Eingangsgrößen sind in **Tab. 30** zusammengestellt.

7.6.2 Berechnungsergebnisse

In **Tab. 31** sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengestellt.

Aufgrund der geringen Querschnittsabmessungen sind die beim Hinterfüllen auftretenden Verformungen sehr gering und betragen maximal 10 mm. Beim Hinterfüllen für das maximale Biegemoment im Kämpferbereich auf und liegt bei ca. $M_{max} = 2,7$ kNm/m, während das Scheitelmoment mit $M_S = 2,0$ kNm/m etwas geringer ausfällt. Für das vorliegende Verhältnis von $h/r_1 \cong 1,3$ und die gewählte elastische Bettung von $k = 8.021$ kN/m³ liegen die Berechnungsergebnisse im Bereich der Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und erscheinen plausibel. Die beim Hinterfüllen resultierende Beanspruchung liegt damit bei ca. 20 - 26% des plastischen Biegemoments des Profilquerschnitts ($M_{pl} = 10,3$ kNm/m für $t_{eff} = 2,25$ mm). Analog den Bemessungsregeln nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) wird der Nachweis „Biegebruch beim Hinterfüllen“ nicht maßgebend.

Die mit dem Stabwerksprogramm ermittelten Verzweigungs- bzw. Durchschlaglasten liegen in beiden Fällen ca. 10 - 15% über den Referenzanga-

ben von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und stimmen hinreichend gut überein. Die unterschiedlichen Durchschlagslasten ergeben sich aufgrund des Unterschieds im Ansatz des Lastausbreitungsparameters, vgl. **Bild 74**, der für hohe Überdeckungen eine größeren Wert annimmt.

Bild 78 zeigt den Verlauf des Biegemoments für den vereinfachten Lastansatz in Form des Bemessungswertes des Scheiteldrucks in Höhe von $p_{s,d} = 123 \text{ kN/m}^2$ (Überdeckung $h_{\bar{u}} = 2,0 \text{ m}$). Die Normalkräfte liegen ca. bei 83 kN/m , was ca. 13% der plastischen Normalkraft des Querschnitts ($N_{pl} = 626 \text{ kN/m}$ für $t_{eff} = 2,25 \text{ mm}$) entspricht. Die maximale Biegebeanspruchung tritt im Kämpferbereich auf und beträgt ca. $M_{max} = 8,8 \text{ kNm/m}$, was in etwa 85% des plastischen Biegemoments des Profilquerschnitts entspricht.

Bild 79 zeigt exemplarisch den Bereich der elastischen Stützung des Stahlrohres bei dem die Verformungen des Querschnitts nach außen gerichtet sind. Die elastische Stützung erstreckt sich in etwa über ein Drittel der Querschnittshöhe.

Bild 80 zeigt den Momentenverlauf für den Fall der hohen Überdeckung $h_{\bar{u}} = 6,0 \text{ m}$ bei Ansatz eines Scheiteldrucks in Höhe von $p_{s,d} = 192 \text{ kN/m}^2$ gemäß neuem Regelwerk. Für dieses System liegen die Normalkräfte im Bereich von 106 kN/m und das maximale Biegemoment beträgt $M_{max} = 14,1 \text{ kNm/m}$. Das Biegemoment liegt damit ca. 35% über dem plastischen Biegemoment des Profilquerschnitts für $t_{eff} = 2,25 \text{ mm}$ jedoch ca. 5% unterhalb des plastischen Biegemoment für $t = 3,25 \text{ mm}$.

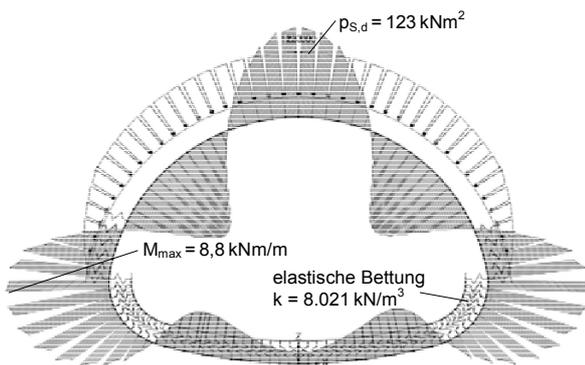


Bild 78. Mittels Stabstatik berechneter Momentenverlauf infolge Überdeckung und Verkehr, Maulprofil MA8, geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 2,0 \text{ m}$

Hinterfüllen		
Scheitelhebung v_s in [m]	≈ 0	
Biegemoment in [kNm/m]		
M_{max}	2,7	
M_s im Scheitel	2,0	
Durchschlagsberechnung		
Durchschlaglast p_{SD} [kN/m ²]	geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 2,0 \text{ m}$	hohe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 6,0 \text{ m}$
Stabstatik	356	495
(KLÖPPEL & GLOCK, 1970)	320	430
Berechnungen unter Ansatz des Scheiteldrucks p_s		
Geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 2,0 \text{ m}$	Altes Regelwerk $p_s = 78 \text{ kN/m}^2$	Neues Regelwerk $p_{s,d} = 123 \text{ kN/m}^2$
Biegemoment M_{max} in [kNm/m]	5,5	8,8
Normalkraft N_{max} in [kN/m]	53	83
Scheitelsenkung v_s in [m]	0,005	0,006*
Hohe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 6,0 \text{ m}$	Altes Regelwerk $p_s = 134 \text{ kN/m}^2$	Neues Regelwerk $p_{s,d} = 192 \text{ kN/m}^2$
Biegemoment M_{max} in [kNm/m]	9,6	14,1
Normalkraft N_{max} in [kN/m]	90	130
Scheitelsenkung v_s in [m]	0,009	0,009**
* unter Ansatz des charakteristischen Wertes des Scheiteldrucks von $p_{s,k} = 86 \text{ kN/m}^2$		
** unter Ansatz des charakteristischen Wertes des Scheiteldrucks von $p_{s,k} = 140 \text{ kN/m}^2$		

Tab. 31. Berechnungsergebnisse Maulprofil MA8 (Standardbeispiel)

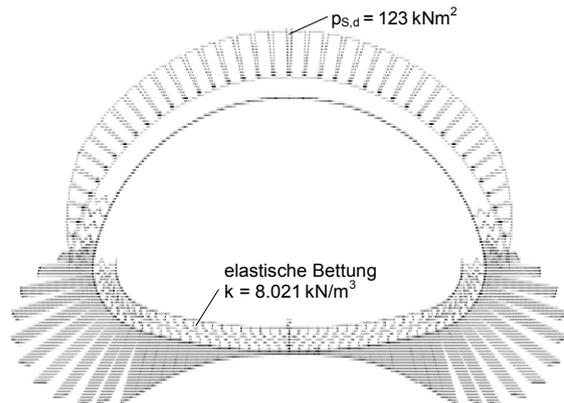


Bild 79. Mittels Stabstatik berechneter Verlauf der elastischen Stützung des Stahlrohres durch das Erdreich, Maulprofil MA8, geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 2,0 \text{ m}$

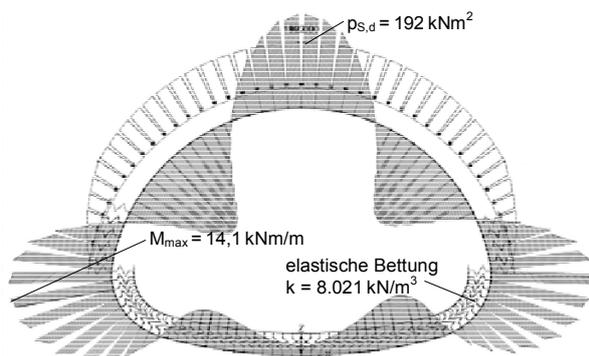


Bild 80. Mittels Stabstatik berechneter Momentenverlauf infolge Überdeckung und Verkehr, Maulprofil MA8, hohe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 6,0$ m

7.7 Untersuchungen am flachen Maulprofil MB24

7.7.1 Allgemeines

Beim Maulprofil Typ MB24 der Firma Hamco handelt es sich um einen weitgespannten flachen Querschnitt mit einer Spannweite von $s = 7,95$ m und einem vergleichsweise großen Scheitelradius von $r_1 = 4,28$ m. Die Spannweite liegt damit im Grenzbereich der Anwendungsbedingung des alten Regelwerks ($s \leq 8$ m). Analog dem vorab untersuchten Maulprofil MA8 liegt beträgt das Verhältnis der Spannweite zur Höhe $h/s = 0,56$ und liegt damit in einem Bereich in dem nach alten Regelwerk für den Stabilitätsnachweis eine erhöhte Sicherheit erforderlich war ($\gamma_{\text{Global}} = 2,5$ für $h/s < 0,7$ vgl. **Tab. 8**).

Infolge der großen Spannweite ergibt sich bei der Bemessung nach neuem Regelwerk eine Blechdicke von $t = 7$ mm (inkl. Korrosionszuschlag), die im vorliegenden Fall in Ansatz gebracht wird.

Bei den Berechnungen für das Hinterfüllen werden drei Anschütthöhen betrachtet. Die Ermittlung der Beanspruchungen beim Hinterfüllen erfolgte mit den charakteristischen Lasten.

Die Untersuchungen im eingebauten Zustand des Wellstahlbauwerks beschränken sich auf zwei Überdeckungen von $h_{\bar{u}} = h_{\bar{u},\text{min}} = 1,0$ m (Mindestüberdeckung gemäß neuem Regelwerk) und $h_{\bar{u}} = 6,0$ m sowie den daraus als Belastung resultierenden Scheiteldrücken p_s nach altem und neuem Regelwerk.

Alle für die Berechnungen erforderlichen Eingangsgrößen sind in **Tab. 32** zusammengestellt.

Kenngrößen		Wert
Global-geometrie	Spannweite s [m]	7,95
	Höhe h [m]	4,53
Querschnitt	Typ [-]	Maulprofil, flach
	Radien $r_1 / r_2 / r_3$ [m]	4,28 / 1,12 / 9,64
	Wanddicke t^* [mm]	7,0
	Streckgrenze [N/mm ²]	235
Boden	Steifemodul E_s [kN/m ²]	30.000
	Wichte $\gamma_{B,k}$ [kN/m ³]	20
	Elastische Bettung k [kN/m ³]	3.505
	Erddruckbeiwert K [-]	0,4
Anschüttung	Anschütthöhen h_1, h_2, h_3 [m]	1,55 / 3,04 / 4,53
Überdeckung	Überdeckung $h_{\bar{u}}$ [m]	1,0 6,0
Belastung	Scheiteldruck $p_{s,d}$ [kN/m ²]	112 für $h_{\bar{u},\text{min}} = 1,0$ m
		192 für $h_{\bar{u}} = 6,0$ m
* inkl. Korrosionszuschlag von 1 mm		

Tab. 32. Eingangsgrößen für die Berechnungen am Maulprofil MB24

7.7.2 Berechnungsergebnisse

In **Tab. 33** sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengestellt.

Die beim Hinterfüllen auftretende Verformung, insbesondere die Scheitelhebung ist aufgrund der flachen Querschnittsform und der geringen Kämpferhöhe vergleichsweise gering und beträgt nur ca. $v_s = 0,015$ m. Das maximale Biegemoment tritt für den untersuchten Fall im Scheitel auf und liegt bei ca. $M_s = 8,01$ kNm/m. Der Wert beträgt ca. 1/3 des plastischen Biegemomentes ($M_{pl} = 26$ kNm/m für $t_{\text{eff}} = 6$ mm). Für das vorliegende Verhältnis von $h/r_1 \approx 1,0$ und die gewählte elastische Bettung von 3.505 kN/m³ liegen die Berechnungsergebnisse im Bereich der Angaben in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und erscheinen plausibel.

Die mit dem Stabwerksprogramm ermittelten Verzweigungs- bzw. Durchschlaglasten liegen ca. 15% über den Werten von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) und stimmen hinreichend gut überein.

Bild 81 zeigt den Verlauf des Biegemoments für den vereinfachten Lastansatz in Form des Bemessungswertes des Scheiteldrucks in Höhe von $p_{s,d} = 112$ kN/m² (geringe Überdeckung $h_{\bar{u},\text{min}} = 1,0$ m). Die Normalkräfte liegen ca. bei 460 kN/m, was ca. 25% der plastischen Normalkraft des Querschnitts entspricht. Die Biegebeanspruchungen im oberen Bereich des Querschnitts fallen mit ca. $M_{\text{max}} = 75$ kNm/m sehr groß aus und

übersteigen das plastische Biegemoment des Querschnitts um den Faktor 2,9. Es wird deutlich, dass bereits für eine geringe Überdeckung eine zutreffende numerische Abbildung des Tragverhaltens nur unter Berücksichtigung materieller Nichtlinearitäten in Form von Fließgelenken möglich ist. Die Berechnungen für den Scheiteldruck nach altem Regelwerk in Höhe von $p_s = 68 \text{ kN/m}^2$ führen hingegen zu deutlich geringeren Biegebeanspruchungen die nur geringfügig über dem plastischen Biegemoment liegen.

Bild 82 zeigt exemplarisch den Bereich der elastischen Stützung des Stahlrohres bei dem die Verformungen des Querschnitts nach außen gerichtet sind. Die elastische Stützung erstreckt sich in etwa über 2/3 der Querschnittshöhe.

Aufgrund der bei der geringen Überdeckung bereits ermittelten großen Beanspruchungen war eine Systemberechnung für die hohe Überdeckung von $h_{\bar{u}} = 6,0 \text{ m}$ sowie einem daraus resultierenden Scheiteldruck von $p_s = 192 \text{ kN/m}^2$ nach neuem Regelwerk nicht möglich. Unter Beibehaltung der Querschnittskennwerte konnte eine numerische

elastischen Bettungszahl auf einen Wert von $k = 10.000 \text{ kN/m}^3$ erzielt werden. **Bild 83** zeigt hierzu den Momentenverlauf. Für dieses System liegen die Normalkräfte im Bereich von 885 kN/m , das maximale Biegemoment beträgt $M_{\text{max}} = 127 \text{ kNm/m}$ und liegt um den Faktor 5 über dem plastischen Biegemoment des Querschnitts.

Es ist davon auszugehen, dass sich die hier untersuchten hohen Scheiteldrücke für große Überdeckungen aufgrund einer möglichen Gewölbewirkung des Erdreichs oberhalb des Scheitels i.d.R. nicht einstellen werden. Grundlegende Erkenntnisse und Untersuchungsergebnisse hierzu liegen allerdings nicht vor.

Hinterfüllen		
Scheitelhebung v_s in [m]	0,015	
Biegemoment im Scheitel M_s in [kNm/m]	8,01	
Durchschlagsberechnung		
Durchschlaglast p_{SD} [kN/m ²]	geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 1,0 \text{ m}$	hohe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 6,0 \text{ m}$
Stabstatik	267	486
(KLÖPPEL & GLOCK, 1970)	230	420
Berechnungen unter Ansatz des Scheiteldrucks p_s		
Geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = h_{\bar{u},\text{min}} = 1,0 \text{ m}$	Altes Regelwerk $p_s = 69 \text{ kN/m}^2$	Neues Regelwerk $p_{s,d} = 112 \text{ kN/m}^2$
Biegemoment M_{max} in [kNm/m]	30	74
Normalkraft N_{max} in [kN/m]	256	459
Scheitelsenkung v_s in [m]	0,22	0,26 ¹⁾
Hohe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 6,0 \text{ m}$	Altes Regelwerk ²⁾ $p_s = 134 \text{ kN/m}^2$	Neues Regelwerk ³⁾ $p_{s,d} = 192 \text{ kN/m}^2$
Biegemoment M_{max} in [kNm/m]	132	127
Normalkraft N_{max} in [kN/m]	632	885
Scheitelsenkung v_s in [m]	0,65	0,22 ⁴⁾
¹⁾ unter Ansatz des charakteristischen Wertes des Scheiteldrucks von $p_{s,k} = 78 \text{ kN/m}^2$ ²⁾ unter Ansatz einer elastischen Bettung von $k = 3.505 \text{ kN/m}^3$ ³⁾ unter Ansatz einer elastischen Bettung von $k = 10.000 \text{ kN/m}^3$ ⁴⁾ unter Ansatz des charakteristischen Wertes des Scheiteldrucks von $p_{s,k} = 140 \text{ kN/m}^2$		

Tab. 33. Berechnungsergebnisse Maulprofil MB24

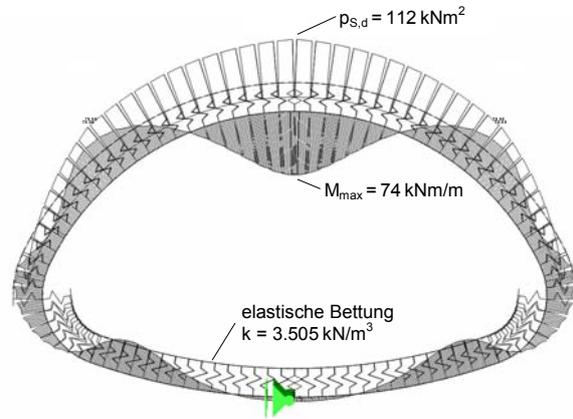


Bild 81. Mittels Stabstatik berechneter Momentenverlauf infolge Überdeckung und Verkehr, Maulprofil MB24, geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 1,0 \text{ m}$

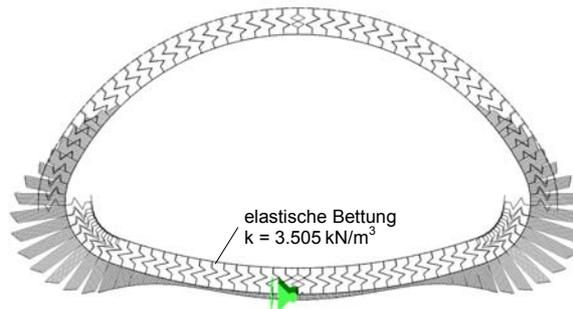


Bild 82. Mittels Stabstatik berechneter Verlauf der elastischen Stützung des Stahlrohres durch das Erdreich, Maulprofil MB24, geringe Überdeckung $h_{\bar{u}} = 1,0 \text{ m}$

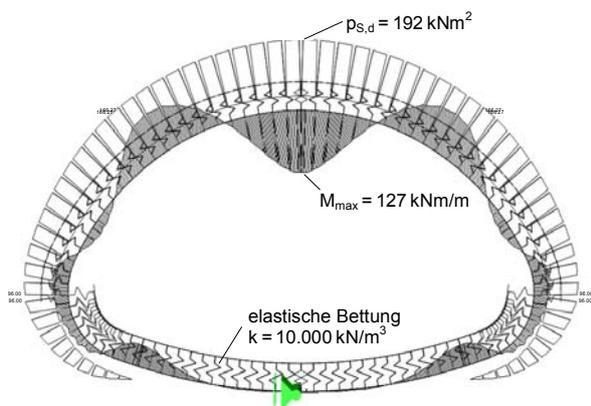


Bild 83. Mittels Stabstatik berechneter Momentenverlauf infolge Überdeckung und Verkehr, Maulprofil MB24, hohe Überdeckung $h_0 = 6,0$ m

7.8 Untersuchungen am Unterführungsprofil UH35

7.8.1 Allgemeines

Beim Unterführungsprofil vom Typ UH35 der Firma Voestalpine handelt es sich um einen weitgespannten hohen Querschnitt mit einer Spannweite von $s = 9,29$ m. Die Anwendung des Querschnitts war bisher nach altem Regelwerk aufgrund der Begrenzung der Bemessungsregeln auf $s \leq 8,0$ m nur eingeschränkt möglich.

Infolge der großen Spannweite ergibt sich bei der Bemessung nach neuem Regelwerk ebenfalls eine Blechdicke von $t = 7$ mm (inkl. Korrosionszuschlag), die im vorliegenden Fall in Ansatz gebracht wird. Maßgebend bei der Bemessung gemäß den Regelwerk war der Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“.

Bei einer Bemessung gemäß dem Regelwerk ist ferner der Nachweis „Biegebruch beim Hinterfüllen“ nicht erfüllt, d.h. bei der Ausführung müssten konstruktive Maßnahmen zur Begrenzung der Verformungen und Beanspruchungen während dem Hinterfüllen vorgenommen werden, z.B. in Form einer Auflast im Scheitel, vgl. **Bild 12**. Für das Hinterfüllen wurden daher lediglich zwei Anschütthöhen inklusive einer Betrachtung zur Auswirkung einer möglichen Scheitelauflast berücksichtigt.

Die Untersuchungen im eingebauten Zustand des Wellstahlbauwerks beschränken sich auf eine Überdeckungen von $h_0 = 1,55$ m, das sowohl gemäß altem als auch neuem Regelwerk der Mindestüberdeckung von $h_{0,min} = s/6$ entspricht. Alle für die Berechnungen erforderlichen Eingangsgrößen sind in **Tab. 34** zusammengefasst.

Kenngrößen		Wert
Globalgeometrie	Spannweite s [m]	9,29
	Höhe h [m]	8,19
Querschnitt	Typ [-]	Unterführungsprofil, hoch
	Radien $r_1 / r_2 / r_3$ [m]	4,65 / 2,15 / 12,30
	Wanddicke t^* [mm]	7,0
	Streckgrenze [N/mm ²]	235
Boden	Steifemodul E_S [kN/m ²]	30.000
	Wichte $\gamma_{B,k}$ [kN/m ³]	20
	Elastische Bettung k [kN/m ³]	3.226
	Erddruckbeiwert K [-]	0,4
Anschüttung	Anschütthöhen h_1, h_2 [m]	3,23 / 6,48
Überdeckung	Überdeckung $h_0 = h_{0,min}$ [m]	1,55
Belastung	Scheitel- druck $p_{s,d}$ [kN/m ²]	117
* inkl. Korrosionszuschlag von 1 mm		

Tab. 34. Eingangsgrößen für die Berechnungen am Unterführungsprofil UH35

7.8.2 Berechnungsergebnisse

In **Bild 84** sind die maßstabsgerechten Verformungen und die Systembelastung für die zweite Anschüttstufe von $h_1 = 3,23$ m auf $h_2 = 6,48$ m dargestellt. Aufgrund der hohen Querschnittsform und der daraus resultierenden großen horizontalen Erddrücke kommt es zu einer erheblichen Scheitelhebung von 1,8 m sowie einem maximalen Biegemoment $M_{max} = 97$ kNm/m, das weit über dem plastischen Wert des Querschnitts in Höhe von $M_{pl} = 26,2$ kNm/m für $t_{eff} = 6$ mm liegt. Die Ergebnisse stehen somit im Einklang mit den Berechnungsergebnissen im Regelwerk und den Erkenntnissen der Vergleichsberechnungen für diesen Querschnitt, vgl. Anhang 1, die zeigen, dass der Biegebruch beim Hinterfüllen sowohl nach altem als auch neuem Regelwerk nicht eingehalten werden kann und somit entsprechende Maßnahmen, wie z.B. das Aufbringen einer Scheitelauflast vorzunehmen sind. Aus diesem Grund zeigt **Bild 85** exemplarisch für das gleiche System, jedoch mit einer konstanten Scheitelauflast von 20 kN/m² auf eine Breite von $3,6$ m, die Verformungen in dreifach überhöhter Darstellung. Die Scheitelhebung reduziert sich auf $0,08$ m. Die größten Verformungen treten im seitlichen Bereich des Querschnitts mit $0,12$ m auf. Das maximale Biegemoment reduziert sich auf $M_{max} = 26$ kNm/m. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Ausführung einer temporären Auflast die Beanspruchungen aus dem

Hinterfüllen rechnerisch wesentlich reduziert werden können.

In **Tab. 35** sind die Ergebnisse der Stabilitätsberechnungen und der Berechnungen unter Ansatz des Scheiteldrucks zusammengefasst.

Für das Unterführungsprofil UH35 liegen hinsichtlich dem Scheitelradius r_1 und der elastischen Bettung k ähnliche Verhältnisse wie beim Maulprofil MB24 vor. Entsprechend ergibt sich eine ähnliche Durchschlagslast. Die mit den Stabwerksberechnungen ermittelte Durchschlagslast liegt ca. 10% über den Angaben von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970).

Bild 86 zeigt exemplarisch den Verlauf des Biegemomentes für den Bemessungswert des Scheiteldrucks in Höhe von $p_s = 117 \text{ kN/m}^2$ wie er sich für den Fall der Mindestüberdeckung von $h_{ü,min} = 1,55 \text{ m}$ nach neuem Regelwerk ergibt. Das maximale Biegemoment $M_{max} = 56 \text{ kNm/m}$ tritt im Scheitel auf und liegt um den Faktor 2,2 über dem plastischen Moment des Querschnitts für $t_{eff} = 6 \text{ mm}$. Im Vergleich zum vorab untersuchten Maulprofil MB24 ($h_{ü} = 1,0 \text{ m}$, $p_{s,d} = 112 \text{ kN/m}^2$) fällt die Momentenbeanspruchung insgesamt geringer aus, während die Normalkraftbeanspruchung höher ist. Dies deutet auf eine für den Kräfteverlauf geometrisch günstigere Querschnittsform des Unterführungsprofils im Vergleich zum Maulprofil hin.

Unter Ansatz des Scheiteldrucks von $p_s = 68 \text{ kN/m}^2$ gemäß altem Regelwerk ergeben sich deutlich geringere Biegemomentenbeanspruchungen, die im vorliegenden Fall unterhalb des plastischen Querschnittswertes liegen.

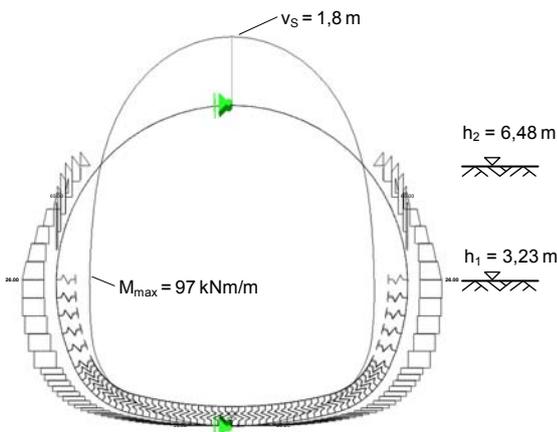


Bild 84. Mittels Stabstatik berechnete Verformungen bei der zweiten Anschüttstufe von 6,48 m, Unterführungsprofil UH35, ohne Auflast

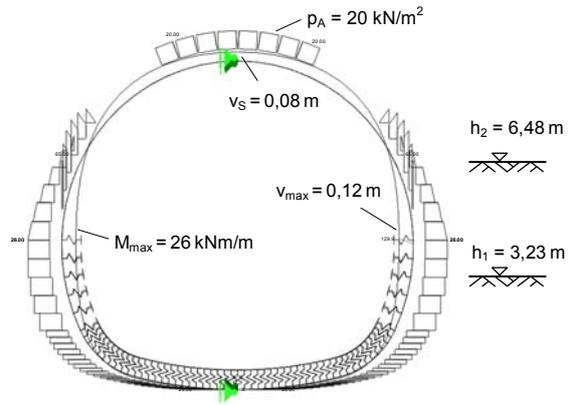


Bild 85. Mittels Stabstatik berechnete Verformungen bei der zweiten Anschüttstufe von 6,48 m, Unterführungsprofil UH35, mit Auflast

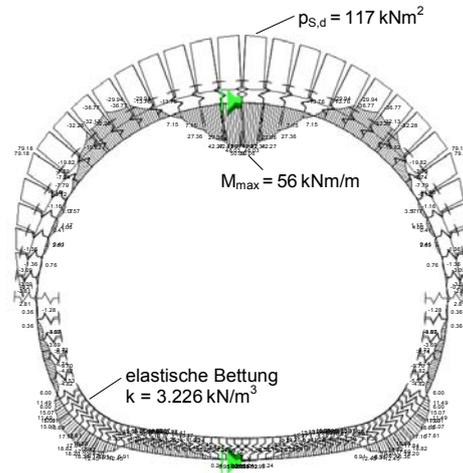


Bild 86. Mittels Stabstatik berechneter Momentenverlauf infolge Überdeckung und Verkehr, Unterführungsprofil UH35, geringe Überdeckung $h_{ü,min} = 1,0 \text{ m}$

Durchschlagsberechnung		
Berechnungsmethode	Durchschlagslast p_{SD} [kN/m^2]	
Stabstatik	351	
(KLÖPPEL & GLOCK, 1970)	320	
Berechnungen unter Ansatz des Scheiteldrucks p_s		
Geringe Überdeckung $h_{ü} = h_{ü,min} = 1,55 \text{ m}$	Altes Regelwerk $p_s = 72 \text{ kN/m}^2$	Neues Regelwerk $p_{s,d} = 117 \text{ kN/m}^2$
Biegemoment M_{max} in [kNm/m]	21	56
Normalkraft N_{max} in [kN/m]	308	532
Scheitelsenkung v_s in [m]	0,14	0,16*
* unter Ansatz des charakteristischen Wertes des Scheiteldrucks von $p_{s,k} = 81 \text{ kN/m}^2$		

Tab. 35. Berechnungsergebnisse für das Unterführungsprofil UH35

7.9 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die durchgeführten Stabwerksberechnungen am Standardmaulprofil MA8 (Spannweite $s=3,7\text{ m}$) sowie am Maulprofil MB24 und am Unterführungsprofil UH35, beide im Spannweitenbereich von $s\approx 8-10\text{ m}$, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Beanspruchungen beim Hinterfüllen

Bei allen untersuchten Querschnitten lassen sich die Verformungen und Beanspruchungen beim Hinterfüllen mit dem hier verwendenden Stabwerksmodell im Vergleich zu den Ergebnissen von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) gut vorhersagen.

2. Stabilitätsverhalten: Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass mit den hier durchgeführten Stabwerksberechnungen nach Theorie II. Ordnung eine zutreffende Erfassung des Trag- und Stabilitätsverhaltens von in den Boden eingebetteten biegeweichen Rohren nur bedingt möglich ist. Grund hierfür sind die unter der Belastung, vor allem bei großen Spannweiten und hohen Überdeckungen, auftretenden teilweise sehr großen Biegemomente die zu einer Fließgelenkbildung führen und damit das Trag- und Stabilitätsverhalten entscheidend beeinflussen. Für die Stabilitätsberechnungen erfordert dies in konsequenter Weise eine rechnerische Berücksichtigung von materiellen Nichtlinearitäten, auf das im vorliegenden Fall aufgrund des damit verbundenen hohen Berechnungsaufwandes verzichtet wurde. Die Stabilitätsbetrachtungen haben sich daher auf die Nachrechnung und Überprüfung der in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) angegebenen elastischen Verzweigungs- bzw. Durchschlaglasten beschränkt. Für alle drei untersuchten Querschnitte konnten die Durchschlaglasten mit einer ausreichenden Genauigkeit von ca. 10% rechnerisch bestätigt werden.

Auf Grundlage der hier durchgeführten einfachen Stabilitätsberechnungen nach Theorie II. Ordnung kann keine Aussage über die ursprünglich initiierten Fragestellungen zu den Auswirkungen einer Lasterhöhung und der Reduzierung des Sicherheitsniveaus für $h/s < 0,7$ beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk getroffen werden. Derartige Erkenntnisse können nur durch weitergehende und aufwändige geometrisch und materiell nichtlineare Berechnungen erzielt werden.

3. Beanspruchungen unter Ansatz des Scheiteldrucks

Für die beiden weitgespannten Querschnitte MB24 und UH35 ergaben die Berechnungen für den Lastfall „Überdeckung und Verkehr“ unter Ansatz eines vereinfachten cosinusförmigen Verlaufs des Scheiteldruckes in Verbindung mit der in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) vorgeschlagenen Größe der elastischen Bettung ($k=0,5\cdot E_s/r_1$) bereits für den Fall der Mindestüberdeckung sehr große Biegebeanspruchungen im Rohr, die um den Faktor 2-3 über den plastischen Widerstandskenngrößen liegen. Für die untersuchten hohen Überdeckungen konnte hingegen bei den Berechnungen eine numerische Lösung nur durch Erhöhung der elastischen Bettung auf einen Wert von ca. $k=10.000\text{ kN/m}^3$ erzielt werden. Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass die Größe der elastischen Bettung die Beanspruchungen und Verformungen des Wellstahlrohrs stark beeinflusst.

Beim Standardmaulprofil MA8 (Spannweite $s=3,7\text{ m}$) lagen die Biegebeanspruchungen des Rohres unter Ansatz des Bemessungswertes des Scheiteldrucks nach neuem Regelwerk auch für die untersuchte hohe Überdeckung im Bereich der plastischen Widerstandskenngrößen.

Insgesamt zeigt sich, dass in Bezug auf den Scheiteldruck die Anpassung der Einwirkungen, durch Erhöhung der Verkehrslast und die Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q auf der Einwirkungsseite, rechnerisch zu einer deutlich größeren Beanspruchung der Rohrwandung führt, was im Vergleich zum alten Regelwerk eine vorzeitige Fließgelenkbildung bewirkt.

Die Untersuchungen zeigen auch, dass weitgespannte Querschnitte und Einbausituationen mit hohen Überdeckungen in besonderem Maße auf eine für das Tragverhalten von biegeweichen Rohren charakteristische große Verformung und Fließgelenkbildungen angewiesen sind. Ein generelle Erweiterung des Anwendungsbereichs von $s\leq 8\text{ m}$ und $h_u\leq 15\text{ m}$ (altes Regelwerk) auf $s\leq 10\text{ m}$ und $h_u\leq 20\text{ m}$ (neues Regelwerk) sollte daher nochmals überprüft werden.

4. Schlussfolgerung

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die Vorhersage des Trag- und Verformungsverhaltens von in den Boden eingebetteten biegeweichen Wellstahlrohren nur durch eine numerisch aufwändige geometrisch und materiell nichtli-

neare Berechnung möglich ist. Da derartige Berechnungsmethoden im Umgang viel Erfahrung erfordern, und derzeit in der Ingenieurpraxis nur sehr begrenzt im Einsatz sind, wird empfohlen auch zukünftig die Bemessung von Wellstahlwerken gemäß den Untersuchungen von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) entsprechend dem neuen Regelwerk durchzuführen.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Allgemeines

Bei Wellstahlbauwerken handelt es sich um sehr wirtschaftliche und dauerhafte Ingenieurbauwerke für die Unterführung von Verkehrswegen die sich seit Jahrzehnten in der Anwendung bewährt haben.

Im Zuge der nationalen Einführung der europäischen Bemessungsnormen (Eurocodes) in Form der DIN-Fachberichte werden derzeit die bestehenden Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke überarbeitet und sollen zukünftig in die ZTV-ING, Teil 9, Abschnitt 4 aufgenommen werden. Die Überarbeitung der Bemessungsregeln für Wellstahlbauwerke umfasst zum Einen die Umstellung der Nachweise vom Globalsicherheitskonzept auf das Teilsicherheitskonzept und zum Anderen die Anpassung der Einwirkungen von DIN 1072:1985 auf DIN-Fachbericht 101:2009 und wurde von der BAST-AG 2.1.1 mit dem Ziel vorgenommen, dass - unter Beibehaltung der Tragsicherheitsnachweise nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) - das bestehende Sicherheitsniveau weitestgehend erhalten bleiben soll.

Aufgrund der Überarbeitung der bestehenden Richtlinien für Wellstahlbauwerke wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens vergleichende Betrachtungen und Berechnungen vorgenommen, mit dem Ziel die Anwendung der neuen Bemessungsrichtlinien zu erproben, sowie das dabei vorliegende Sicherheitsniveau im Vergleich zu den bisher bestehenden Bemessungsrichtlinien festzustellen und zu bewerten.

8.2 Ergebnisse der Vergleichsberechnungen

Die Überprüfung der neuen Bemessungsrichtlinien für Wellstahlbauwerke erfolgte zum Einen in Form von allgemein gültigen Betrachtungen zur Umstellung des Sicherheitskonzeptes und der Anpassung

der Einwirkungen und zum Anderen in Form von umfangreichen Parameteruntersuchungen an 11 verschiedenen Querschnitten und insgesamt 59 unterschiedlichen Einbausituationen von Wellstahlbauwerken. Die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen können wie folgt zusammengefasst werden:

▪ Umstellung des Sicherheits- und Nachweiskonzeptes

Die Umstellung der Nachweise vom alten Globalsicherheitskonzept auf das moderne, dem Stand der Normung entsprechende Teilsicherheitskonzept erfolgte derart, dass der Globalsicherheitsbeiwert im alten Regelwerk γ_{Global} in etwa dem Produkt der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen γ_E und dem Widerstand γ_M im neuen Regelwerk entspricht. Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen erfolgte hierbei gemäß den Angaben im DIN-Fachbericht 101:2009. Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Bauteilwiderstände γ_M erfolgte hingegen im Rahmen eines Abwägungsprozesses unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte in DIN-Fachbericht 103:2009 (Stahlbau) und DIN 1054:2005 (Grundbau) sowie der angestrebten Beibehaltung des bestehenden Sicherheitsniveaus im alten Regelwerk. Für die Grundbruchwiderstände ergaben sich so Teilsicherheitsbeiwerte von $\gamma_M = 1,4$ die mit den Angaben im DIN 1054:2005 in Einklang stehen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Stahlbaunachweise (Durchschlagen des Bauwerksscheitels und Bruch der Schraubenverbindung) ließen sich hingegen nicht vollständig in Einklang mit den Angaben im DIN-Fachbericht 103:2009 bzw. dem Eurocode 3 bringen, hierfür wurden entsprechend angepasste Werte verwendet.

Die im Rahmen des Berichts durchgeführten Vergleichsberechnungen haben insgesamt gezeigt, dass unter der Annahme gleichbleibender Einwirkungen die vorgenommene Umstellung des Sicherheits- bzw. Nachweiskonzeptes für die einzelnen Grenzzustände zu keinen wesentlichen Änderungen des Sicherheitsniveaus führt. Es kann damit festgestellt werden, dass die von der BAST-Arbeitsgruppe 2.1.1 angestrebte Beibehaltung des Sicherheitsniveaus bei der Umstellung des Regelwerks – unter der Annahme gleichbleibender Einwirkungen – erfolgreich erzielt wurde. Einzige Ausnahme bildet der Nachweis „Grundbruch im Bauwerksscheitel“. Hier führt die im neuen Regelwerk vorgenommene Aufhebung des höheren Sicherheitsniveaus für gedrungene Profilquerschnitte mit $h/s < 0,7$ im Vergleich zum Nachweis im alten Re-

gelwerk zu einer Reduzierung der Sicherheit um ca. 20-25%.

▪ Anpassung der Einwirkungen

Bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken sind im neuen Regelwerk die Verkehrslasten für Hinterfüllungen gemäß dem Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101:2009 anzunehmen, die vereinfacht als gleichmäßig verteilte Verkehrslast in Höhe von 65 kN/m^2 (charakteristischer Wert) in Verbindung mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,5$ anzusetzen sind. Im Vergleich zum alten Regelwerk erhöhen sich dadurch die Einwirkungen aus Verkehr von 45 kN/m^2 auf 65 kN/m^2 , was einer Verkehrslasterhöhung um den Faktor 1,44 entspricht. Verwendet man – wie bei den meisten Nachweisen üblich – als Maß für die einwirkende Beanspruchung jedoch den Scheiteldruck p_s , so lässt sich zeigen, dass bedingt durch den Wegfall des Schwingbeiwertes φ nach DIN 1072:1985 im alten Regelwerk und durch die Überlagerung der Verkehrslasten mit den ständigen Lasten der Überdeckung die effektive Erhöhung der Einwirkungen lediglich im Bereich von 1,02 – 1,13 liegt. Das heißt, die Anpassung der Einwirkungen an die Anforderungen des DIN-Fachberichts 101:2009 und die damit verbundene Erhöhung der Verkehrslast von 45 kN/m^2 auf 65 kN/m^2 wird bei der überwiegenden Anzahl der Nachweise, die den Scheiteldruck als maßgebende Einwirkung verwenden, wesentlich durch den Wegfall des Schwingbeiwertes kompensiert.

▪ Mindestüberdeckung

Für Maul- und Bogenprofile wurde im neuen Regelwerk die Mindestüberdeckung von $s/6 \geq 0,6 \text{ m}$ auf $s/8 \geq 0,6 \text{ m}$ reduziert. Dies hat u.a. zur Folge, dass bei Spannweiten $s > 5 \text{ m}$ und geringer Überdeckung der Nachweis „Grundbruch im Bauwerks-scheitel“ an Bedeutung gewinnt, und teilweise trotz Annahme maximaler Bodenkenngrößen nicht erbracht werden kann.

▪ Mindestblechdicke

In der neuen Richtlinie wurde die Mindestblechdicke t_{\min} (inklusive Korrosionszuschlag von 1 mm) für Spannweiten $s \geq 2 \text{ m}$ von 4 mm auf 3,25 mm reduziert. Die Vergleichsuntersuchungen haben ergeben, dass die neue Mindestblechdicke für kleine Spannweiten statisch ausreichend ist, jedoch i.d.R. zu einer Erhöhung der erforderlichen Anzahl an Schrauben führt. Das heißt, zukünftig ist infolge der Anpassung der Mindestblechdicken bei Wellstahlbauwerken im Bereich kleiner Spannwei-

ten mit geringeren Blechdicken jedoch mit mehr Schrauben zu rechnen.

▪ Nachweis „Durchschlagen des Bauwerks-scheitels“

Beim Stabilitätsnachweis „Durchschlagen des Bauwerks-scheitels“ ist nach neuer Richtlinie keine Unterscheidung des Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit des Verhältnisses h/s (Höhe zu Spannweite des Querschnitts) mehr vorgesehen. Die Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass sich für Verhältnisse von $h/s < 0,7$ im neuen Regelwerk ca. 10-20% geringere Ausnutzungsgrade ergeben, während sich für $h/s \geq 0,7$ in etwa vergleichbare Ausnutzungsgrade, d.h. ein ähnliches Sicherheitsniveau ergibt.

Die Umstellung des Sicherheitskonzepts und die Anpassung der Verkehrslasten führt für den Grenzzustand „Durchschlagen des Bauwerks-scheitels“ in einem Überdeckungsbereich von $2,25 \text{ m} < h_{\bar{u}} < 3,25 \text{ m}$ jedoch zu größeren Veränderungen der Ausnutzungsgrade bzw. dem Sicherheitsniveau. Nach neuem Regelwerk ergeben sich – auf der sicheren Seite liegend – um den Faktor 1,3 – 1,8 höhere Ausnutzungsgrade im Vergleich zum alten Regelwerk. Die Ursache hierfür liegt in der Festlegung des vom Belastungsverhältnis $p_{B,k}/p_{ov,k}$ abhängigen Lastangriffsparameters ψ_B . Die Anhebung der Verkehrslast führt zu einer Veränderung der Abgrenzung zwischen $\psi_B = 1,57$ (für $p_{B,k} > p_{ov,k}$) und $\psi_B = 2,36$ (für $p_{B,k} \leq p_{ov,k}$) und damit zu einer nicht unerheblichen Reduzierung der Durchschlagslasten in dem vorab genannten Bereich.

Die im Kapitel 7 durchgeführten Stabwerksberechnungen nach Theorie II. Ordnung haben gezeigt, dass eine zutreffende Erfassung des Trag- und Stabilitätsverhaltens von in den Boden eingebetteten biegeweichen Rohren nur sehr eingeschränkt möglich ist. Grund hierfür sind die unter der Belastung, auftretenden, teilweise sehr großen Biegemomente die zu einer Fließgelenkbildung führen und damit das Stabilitätsverhalten entscheidend beeinflussen. Für die Stabilitätsberechnungen erfordert dies in konsequenter Weise eine rechnerische Berücksichtigung von materiellen Nichtlinearitäten, auf das im vorliegenden Fall aufgrund des damit verbundenen hohen Berechnungsaufwandes verzichtet wurde. Die Stabilitätsbetrachtungen haben sich daher auf die Nachrechnung und Überprüfung der in (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) angegebenen elastischen Verzweigungs- bzw. Durchschlagslasten beschränkt. Für alle drei untersuchten Querschnitte konnten die Durchschlagslasten

mit einer ausreichenden Genauigkeit rechnerisch bestätigt werden.

Auf Grundlage der hier durchgeführten einfachen Stabilitätsberechnungen nach Theorie II. Ordnung kann keine Aussage über die ursprünglich initiierten Fragestellungen zu den Auswirkungen der Verkehrslasterhöhung und der Reduzierung des Sicherheitsniveaus für $h/s < 0,7$ beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk getroffen werden. Derartige Erkenntnisse können nur durch weitergehende und aufwändige geometrisch und materiell nichtlineare Berechnungen erzielt werden.

Wenngleich der im neuen Regelwerk festgelegte Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M,EP} = 1,4$ nicht im Einklang mit den Angaben im DIN-Fachbericht 103:2009 und dem Eurocode 3 steht ($\gamma_{M1} = 1,1$ für Stabilitätsversagen), wird es angesichts der vorab genannten Schwierigkeiten bei der Führung eines möglichst exakten Durchschlagnachweises und aufgrund der bestehenden Erfahrungen mit der Bauweise als sinnvoll erachtet, den vorgeschlagenen Teilsicherheitsbeiwert beizubehalten.

▪ Nachweis „Bruch der Schraubenverbindung“

Der im neuen Regelwerk aufgeführte Nachweis für die Schraubenverbindung unter Verwendung der Mittelwerte der Versuchsergebnisse entsprechend den Traglasttabellen der Hersteller in Verbindung mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,7$ führt, trotz Umstellung des Sicherheitskonzepts und Anpassung der Verkehrslasten, zu keinen wesentlichen Veränderungen bzgl. des Sicherheitsniveaus.

Was den Schraubennachweis betrifft, ist sowohl nach altem als auch neuem Regelwerk die Festlegung der Tragfähigkeit auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen durch ein anerkanntes Prüfinstitut zu belegen. Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Regelwerke wird jedoch auch die Ableitung von Bemessungswerten von Bauteilwiderständen auf Basis von Versuchsergebnissen – wie es hier bei den Schraubenverbindungen der Fall ist – durch ein einheitliches statistisches Auswerteverfahren in DIN EN 1990:2002 festgelegt. Aus diesem Grund wurden in Kapitel 5 umfangreiche Untersuchungen zur Festlegung von Bemessungswerten für die Schraubentragfähigkeit gemäß den Vorgaben in DIN EN 1990:2002 „Versuchsgestützte Bemessung“ durchgeführt. Hierzu wurden Versuchsergebnisse von unterschiedlichen Herstellern zur Tragfähigkeit der Schraubenverbindungen bei Wellstahlbauwerken statistisch ausgewertet. Die Auswertung der Schraubenversuche hat ergeben, dass die vorliegenden Versuchser-

gebnisse hinsichtlich der bei Schrauben typischerweise zu beobachtenden Versagensmodi „Abscheren der Schraube“ und „Lochleibung“ qualitativ als auch quantitativ gut im Einklang mit den Regelungen im Eurocode 3 Teil 1-8:2005 stehen.

Insgesamt hat sich gezeigt, dass die bisher praktizierte Vorgehensweise nach dem alten Regelwerk (Verwendung der Mittelwerte der Versuchsergebnisse entsprechend den Traglasttabellen der Hersteller in Verbindung mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,7$) den Anforderungen an Bauteilwiderstände gemäß der harmonisierten europäischen Norm DIN EN 1990:2002 genügt. Im Zuge der Umstellung der Regelwerke erscheint es jedoch sinnvoll, die Festlegung der Tragfähigkeit der Schraubenverbindung gemäß den europäisch harmonisierten Regeln und dem damit begründeten Verfahren nach DIN EN 1990:2002 durchzuführen.

▪ Nachweis „Biegebruch beim Hinterfüllen“

Im alten Regelwerk wurde der Biegebruch beim Hinterfüllen als Nachweis der Grenzspannweite geführt. Das im neuen Regelwerk enthaltene Nachweiskonzept auf Basis von Querschnittswerten verfolgt konsequent die moderne Bemessungspraxis der europäischen Regelwerke.

Die Vergleichsberechnungen haben ergeben, dass sich trotz geringfügiger Anpassungen z.B. hinsichtlich des Erdruckbeiwertes keine wesentlichen Änderungen ergeben.

▪ Nachweis „Grundbruch im Scheitelbereich“

Für den Grenzzustand „Grundbruch im Scheitel“ haben die Vergleichsrechnungen (Vergleich der Berechnungsvariante „Alt“ mit „neu“) gezeigt, dass die Umstellung des Sicherheitskonzepts und die Anpassung der Verkehrslasten zu deutlichen Veränderungen der Ausnutzungsgrade und damit zu Verschiebungen des Sicherheitsniveaus führt. Nach neuem Regelwerk ergeben sich um den Faktor 1,5 – 2,2 höhere Ausnutzungsgrade im Vergleich zum bestehenden Regelwerk, das in Einzelfällen dazu führt, dass trotz Anhebung der Bodenkenngrößen auf praxisgerechte Maximalwerte der Nachweis nicht mehr erbracht werden kann. Die Ursache hierfür liegt zum Einen in der Art der Nachweisführung selbst und zum Anderen bei Maul- und Bogenprofilen in der geänderten Definition der Mindestüberdeckung sowie der Mindestblechdicke.

Der Nachweis „Grundbruch im Scheitel“ wird im Gegensatz zu allen anderen Nachweisen nicht unter Bezug auf den Scheiteldruck p_s als Einwirkung

geführt, sondern unter Verwendung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast p_{ov} bzw. $p_{ov,k}$. Während bei der Ermittlung des Scheiteldrucks p_s die Erhöhung der Einwirkung im neuen Regelwerk – vor allem bei geringen Überdeckungen – durch den Wegfall des Schwingbeiwerts φ nach DIN 1072:1985 teilweise kompensiert wird, ist dies beim Grundbruchnachweis im Scheitel durch die Verwendung der Verkehrslast als maßgebende Einwirkung nicht der Fall, da in der Bemessungspraxis nach altem Regelwerk bisher auf die Berücksichtigung des Schwingbeiwertes bei diesem Nachweis verzichtet wurde. Als Folge ergeben sich im neuen Regelwerk speziell bei diesem Nachweis wesentlich höhere Ausnutzungsgrade und damit höhere Sicherheitsanforderungen, die in etwa dem Verhältnis der Anhebung der Verkehrslasten von $p_{ov,k}/p_{ov} = 65/45 = 1,44$ entsprechen. Die angestrebte Beibehaltung des Sicherheitsniveaus kann hier für den Übergang vom alten ins neue Regelwerk im Vergleich zu den anderen Nachweisen nicht aufrecht erhalten werden. Die Änderungen des Sicherheitsniveaus ist im Wesentlichen das Ergebnis der Anpassung der Einwirkungen und der Änderungen der Definition der Mindestüberdeckung und der Mindestblechdicke, jedoch nicht der vorgenommenen Umstellung des Nachweiskonzeptes. So haben z.B. die Vergleichsberechnungen in Abschnitt 4.4.3 gezeigt, dass unter Beibehaltung der Einwirkungen die im neuen Regelwerk vorgenommene Umstellung des Nachweiskonzeptes (vom Globalsicherheitskonzept in das Teilsicherheitskonzept) lediglich zu einer geringen Erhöhung des Ausnutzungsgrades von ca. 5% führt.

Will man zukünftig, wie bei den anderen Nachweisen, beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk entsprechend den Zielvorstellungen, infolge der Anpassung der Verkehrslasten und der Änderung der Mindestblechdicke, ein gleichbleibendes Sicherheitsniveau aufrecht erhalten, so sind weitere Maßnahmen vorzunehmen.

Die im neuen Regelwerk neu eingeführte Einschränkung des Nachweises für geringe Überdeckungen ($h_{\bar{v}}/r_1 < 0,5$) beruht auf Erfahrungen und stellt für die Bemessung eine Vereinfachung dar. Die Plausibilität dieser Einschätzung konnte im Rahmen der Vergleichsrechnungen nicht vollumfänglich bestätigt werden. Auf Grundlage der Vergleichsberechnungen scheint jedoch eine Anhebung des Grenzwertes auf z.B. $h_{\bar{v}}/r_1 < 0,55$ möglich.

Untersuchungen im Sinne einer möglichen Anpassung der Nachweisgleichung in Anlehnung an das Vorgehen in DIN 1054:2005 und DIN EN 1990:2002 haben ergeben, dass dies teilweise zu deutlichen Änderungen bezüglich des

Ausnutzungsgrades bzw. des Sicherheitsniveaus führt. Eine Anpassung des Nachweisformates kann daher nicht ohne weitergehende Untersuchungen erfolgen.

▪ Grundbruch im Sohlbereich

Für die Grundbruchnachweise im Sohlbereich wurden im neuen Regelwerk erstmalig konkrete Bemessungsgleichungen angegeben, die den Vorschlägen von (GLOCK, 1976) folgen. Die Parameteruntersuchungen haben gezeigt, dass die Grundbruchnachweise im Sohlbereich in keinem Fall bemessungsbestimmend waren. Der Grund hierfür ist darin zu sehen, dass in diesen Bereichen sowohl nach alter als auch neuer Richtlinie stets Böden mit ausreichender Scherfestigkeit einzubauen sind. Die Grundbruchnachweise im Sohlbereich sind daher bei der Bemessung von Wellstahlbauwerken für ausreichend tragfähige Böden i.d.R. von untergeordneter Bedeutung.

▪ Schrägschnitte

Der Nachweis am unausgesteiften Schrägschnitt ist sowohl im alten als auch neuen Regelwerk für einen bestimmten Anwendungsbereich durch die Festlegung von konstruktiven Randbedingungen in einfacher Weise geregelt. Können diese Anforderungen nicht eingehalten werden, sind ergänzende Standsicherheitsnachweise zu führen, die nicht im Detail geregelt sind. In der Praxis kommen vornehmlich die beiden Nachweisverfahren nach (GLOCK, 1974) und (FEDER, 1984) zur Anwendung. Die Vergleichsuntersuchungen in Kapitel 6 haben gezeigt, dass die beiden unterschiedlichen Nachweisverfahren für einen Kreuzungswinkel von $\alpha = 90^\circ$ zu vergleichbaren Ergebnissen führen. Für hiervon abweichende Kreuzungswinkel ergeben sich tendenziell nach (FEDER, 1984) geringere erforderliche Blechdicken.

Bei Anwendung des Verfahrens nach (GLOCK, 1974) wird empfohlen, die plastischen Querschnittswerte unter Ansatz einer Streckgrenze von $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ zu verwenden.

▪ Werkstofffestigkeit

Beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk ist es zu einer geringen Anpassung der Streckgrenze der Stahlblechelemente von $\sigma_F = 240 \text{ N/mm}^2$ auf $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ gekommen. Weiterhin ist zu erwähnen, dass in der ursprünglichen Veröffentlichung von (KLÖPPEL & GLOCK, 1970) die Nachweise teilweise noch mit einer infolge der Kaltumformung erhöhten Streckgrenze von $\sigma_F = 340 \text{ N/mm}^2$ geführt wurden. Eine Überprüfung hat ergeben, dass in der aktuellen Fassung des

Regelwerks der gegenwärtige Wert der Streckgrenze von $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ in allen davon betroffenen Nachweisen konsequent berücksichtigt und umgesetzt wurde.

8.3 Empfehlung für die weitere Überarbeitung des Regelwerks

Soll für Wellstahlbauwerke beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk das Sicherheitsniveau gemäß den Zielvorstellungen der BAST-AG 2.1.1 weitestgehend erhalten bleiben, so werden für die weitere Überarbeitung der Richtlinie, basierend auf den im Rahmen dieses Projekts durchgeführten Untersuchungen und Vergleichsberechnungen, nachfolgende Anpassungen empfohlen.

▪ Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Aufgrund der Schwierigkeiten bei der Führung eines möglichst exakten Stabilitätsnachweises wird entsprechend dem alten Regelwerk empfohlen, auch im neuen Regelwerk die erhöhten Sicherheitsanforderungen für flache Querschnitte mit $h/s < 0,7$ aufrecht zu erhalten. Dies könnte in Form eines höheren Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_{M,Ep} = 1,75$ für $h/s < 0,7$ erfolgen.

▪ Schraubennachweis

Es wird empfohlen die Festlegung der Schraubentragfähigkeit entsprechend den Vorgaben zur statistischen Auswertung nach DIN EN 1990:2002 Anhang D „Vereinfachtes Verfahren“ europäisch einheitlich festzulegen. In Anlehnung an Eurocode 3 bzw. DIN EN 1993-1-8:2005 wird bei der Festlegung des Bauteilwiderstandes ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,25$ vorgeschlagen. Bei der Anerkennung bestehender Versuchsergebnisse, als auch bei der Durchführung weiterer Versuche empfehlen die Autoren auf eine möglichst einheitliche und vergleichbare Versuchsdurchführung zu achten. Details hierzu sind z.B. in Abschnitt 5.9 aufgeführt.

▪ Grundbruch im Scheitel

Beim Grundbruchnachweis im Scheitel ist es zu wesentlichen Veränderungen gekommen, in der Form, dass die Ausnutzungsgrade im neuen Regelwerk deutlich gestiegen sind. Will man, wie bei den anderen Nachweisen, das bestehende Sicherheitsniveau weitestgehend beibehalten, so könnte dies theoretisch durch Reduzierung der Einwirkungen und/oder der Teilsicherheitsbeiwerte γ_E und γ_M erfolgen. Dies scheint jedoch nicht sinnvoll, da die in der aktuellen Richtlinie aufgeführten Angaben für die Einwirkungen und die Teilsicher-

heitsbeiwerte im Einklang mit den Vorgaben des DIN-Fachberichts 101:2009 und der DIN 1054:2005 stehen. Abweichungen hiervon lassen sich deshalb nicht sinnvoll und stichhaltig begründen. Es wird daher empfohlen, mechanisch nachvollziehbar den Grundbruchwiderstand gemäß dem Vorschlag von (GLOCK, 2009) anzuheben. In (GLOCK, 2009) wird vorgeschlagen, den Grundbruchwiderstand durch: 1) Reduktion des Erd-druckbeiwerts beim Hinterfüllen von $K=0,5$ auf $K=0,4$ und 2) durch Aktivierung der plastischen Querschnittsreserven des Wellstahlprofils zu erhöhen. Da bei Wellstahlbauwerken das Tragverhalten maßgeblich auf der Aktivierung von Verformungen des Wellstahlprofils in das umgebende Erdreich beruht, das i.d.R. mit einer Ausnutzung von plastischen Querschnittskennwerten (Fließgelenkbildungen) verbunden ist, vgl. z.B. Kapitel 7, sollte die in (GLOCK, 2009) vorgeschlagene weitere Ausnutzung der plastischen Querschnittsreserven nochmals geprüft werden. Dies kann z.B. durch einen Vergleich der im System auftretenden Verformungen bzw. Momentenrotationen mit der vorhandenen Rotationskapazität des Querschnitts erfolgen. Im Stahlbau hat sich diese Vorgehensweise im Bereich der Traglasttheorie von Systemen und Verbindungen in jüngster Zeit als sinnvoll und zutreffend erwiesen, vgl. z.B. (KUHLMANN, 2009).

Die Untersuchungen zum Grundbruch im Bauwerksscheitel haben auch gezeigt, dass ist die Änderung des Sicherheitsniveaus beim Übergang vom alten ins neue Regelwerk ebenso durch die Reduzierung der Mindestüberdeckung bei Maul- und Bogenprofilen verursacht wird. Bei der Überarbeitung des Regelwerks sollte daher nochmals überprüft werden, ob diese Anpassung der Mindestüberdeckung technisch sinnvoll ist, da in vielen Fällen die geringere Mindestüberdeckung nur durch Verwendung und den Einbau von hochtragfähigen Böden in Verbindung mit großen Profildicken möglich ist.

▪ Lastangriffsparameter

Im neuen Regelwerk kommt es infolge der Erhöhung der Verkehrslast $p_{ov,k}$ in einem Überdeckungsbereich von $2,25 \text{ m} < h_{\bar{u}} < 3,25 \text{ m}$ zu einer Veränderung der Definition der Überdeckung (geringe Überdeckung \leftrightarrow hohe Überdeckung). Diese Veränderung hat wiederum Auswirkungen auf den Lastangriffsparameter ψ_B , wodurch sich beim Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ und „Bruch der Schraubenverbindung“ deutlich höhere Ausnutzungsgrade nach neuem Regelwerk ergeben. Will man das vorhandene Sicherheitsniveau aufrechterhalten, so könnte dies z.B. durch

eine von der Überdeckung $h_{\bar{u}}$ abhängige Definition des Lastangriffsparameters ψ_B erfolgen:

$$\psi_B = \begin{cases} 1,57 & \text{für } h_{\bar{u}} < 2,25\text{m} \\ 2,36 & \text{für } h_{\bar{u}} \geq 2,25\text{m} \end{cases} \quad (74)$$

▪ Anwendungsbereich

Es wird empfohlen den Anwendungsbereich bezüglich der Spannweite und der Überdeckung entsprechend dem alten Regelwerk beizubehalten, d.h. $s \leq 8\text{ m}$ und $h_{\bar{u}} \leq 15\text{ m}$. Die einfachen Stabwerksberechnungen in Kapitel 7 haben gezeigt, dass bei weit gespannten Querschnitten oder/und hohen Überdeckungen sehr große Biegebeanspruchungen im Rohrbereich entstehen, die eine plastische Schnittkraftumlagerung durch Fließgelenkbildung erforderlich machen. Analog den Empfehlungen zum Grundbruchnachweis im Scheitel sollte auch die vorgesehene Erweiterung des Anwendungsbereichs nochmals durch Betrachtungen zu der für die Fließgelenkbildung erforderlichen Rotationskapazität der Profilquerschnitte erfolgen.

▪ Schrägschnitt

Für die Überarbeitung des Regelwerks wird empfohlen, den gegebenenfalls erforderlichen Standsicherheitsnachweis am Schrägschnitt zu präzisieren, um in Zukunft auch für den Schrägschnitt ein vergleichbares und weitestgehend einheitliches Sicherheitsniveau bei der Bemessung zu gewährleisten.

Für den Nachweis am Schrägschnitt wird ferner empfohlen, auf die Berücksichtigung der Korrosionsreserve zu verzichten.

8.4 Schlussbemerkung und Ausblick

Die in diesem Bericht durchgeführten Untersuchungen und Vergleichsberechnungen an Wellstahlbauwerken zeigen, dass unter Berücksichtigung der oben genannten Empfehlungen das im neuen Regelwerk vorgesehene Bemessungskonzept sowohl hinsichtlich des Sicherheitskonzepts und der Teilsicherheitsbeiwerte als auch der Anpassung der Lasten entsprechend DIN-Fachbericht 101:2009 ganzheitlich konform mit den modernen europäischen Bemessungsregeln ist. Lediglich beim Nachweis „Durchschlagen des Bauwerksscheitels“ ergibt sich eine kleine Unstimmigkeit bzgl. Größe des Teilsicherheitsbeiwertes für den Widerstand γ_M . Aufgrund der äußerst komplexen Nachweisführung und der langjährigen praktischen Erfahrung mit der Bauweise lässt sich jedoch eine Anpassung bzw. Reduzierung des

Teilsicherheitsbeiwertes in Anlehnung an Eurocode 3 derzeit nicht begründen.

Die mögliche Anhebung der Verkehrslasten um weitere ca. 20 - 30% wird dazu führen, dass die Größe der Blechdicke und die Anforderungen an die mechanischen Kennwerte des Bodens weiter zunehmen werden. Insbesondere im Bereich großer Spannweiten, für den Fall der Mindestüberdeckung (maßgebend ist der Grundbruchnachweis im Scheitel) und für hohe Überdeckungen (maßgebend ist das Durchschlagen des Bauwerksscheitels) lässt sich ein vermehrter Bedarf an Blechdicken $t \geq 7\text{ mm}$ vermuten.

9 Literatur

9.1 Normen und Richtlinien

ARS 1/1982: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 1/1982, Sachgebiet 05: Brücken- und Ingenieurbau; Sachgebiet 3: Erdbau: Bedingungen für die Anwendung von biegeweichen, stählernen, im Boden eingebetteten Rohren. Hrsg: Bundesminister für Verkehr, Ausgabe Januar 1982.

ARS 20/97: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 20/1997 (ARS 20/97), Sachgebiet 05.4: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten, Wellstrahlrohre – Bedingungen für die Anwendung von Wellstahlrohren. Hrsg: Bundesministerium für Verkehr, Ausgabe 1997, Verkehrsblatt-Dokument Nr. 6515 – Vers. 05/97.

ARS 12/98: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/1998 (ARS 12/98), Sachgebiet 05.4: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten, Wellstrahlrohre – Bedingungen für die Anwendung von Wellstahlrohren. Hrsg: Bundesministerium für Verkehr Ausgabe 1997, Ergänzung Nr. 1, Verkehrsblatt-Dokument Nr. S 1050 – Vers. 03/98.

DIN 1054:2005. Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. DIN, Januar 2005.

DIN 4114:1952. Stahlbau. Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung, Berechnungsgrundlagen, Teil 1, DIN, 1952.

DIN 1072:1985. Straßen- und Wegbrücken. Lastannahmen. DIN, 1985.

DIN EN 1990:2002. Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002.

- DIN EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005.
- DIN EN 1993-1-8:2005. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005.
- DIN EN 1993-1-10:2005. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-10: Stahlsortenwahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung.
- DIN EN 10025:2004. Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen.
- DIN EN 10204:2005-01. Metallische Erzeugnisse – Arten von Prüfbescheinigungen. DIN, Beuth-Verlag, 2005.
- DIN-Fachbericht 101:2009. Einwirkungen auf Brücken. DIN, Beuth-Verlag, Mai 2009
- DIN-Fachbericht 103:2009. Stahlbrücken. DIN, Beuth-Verlag, Mai 2009.
- DIN EN ISO 898:2007: Mechanische Eigenschaften von Verbindungsmittel aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl.
- DIN EN ISO 4017:2000. Sechskantschrauben mit Gewinde bis Kopf, Produktklasse A und B(ISO 4017:1999). Deutsche Fassung EN ISO 4017:2000.
- GRUSIBAU: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. 1. Auflage, Beuth Verlag, 1981.
- STANAG 2021: Military Load Classification Markings. STANAG 2021: Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles. Edition 6.5, 2009.
- ZTV-ING. Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Herausgeber: Bundesanstalt für Straßenwesen. Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056.
- ZTV-ING T. 9-4: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Teil 9: Bauwerke, Abschnitt 4: Wellstahlbauwerke. Entwurf vom 04.11.2009 inklusive Anhang A vom 28.10.2009, Herausgeber: Bundesanstalt für Straßenwesen.

9.2 Veröffentlichungen

- BOUSSINESQ, M.J.: Application des potentiels a l'étude de l'équilibre, et de mouvement des solides élastiques avec des notes étendues sur divers points de physique, mathématique et d'analyse, Paris: Gauthier - Villars 1885.
- EBEL, H., UHLMANN, H.: Untersuchung von Multi-Plate-Verbindungen MP 150. Versuchsbericht Nr. 1/90 vom 1.10.1990, TH Darmstadt, 1990.
- FEDER, G.: Beulsicherheit von erdverlegten Rohren und Tunnelauskleidungen unter Außen-druckbelastung. Straße, Brücken, Tunnel 23 (1971).
- FEDER, G.: Grundbruchuntersuchungen für Sohlenbereich von Wellrohrdurchlässen mit Maul- oder U-Profilen und sinusähnlicher Wellung. Montanuniversität Leoben, Institut für Konstruktiven Tiefbau, Nr. 2/84, 1984.
- FEDER, G.: Bemessungsverfahren für die Schrägschnittportale von Durchlässen aus Stahl-Rohren mit sinusähnlicher Wellung. Montanuniversität Leoben, Institut für Konstruktiven Tiefbau, Leoben, Bericht Nr. 3/84, 1984.
- FISCHER, S.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen. Bautechnik Sonderheft (2001), Ernst & Sohn, 2001.
- GLOCK, D.: Beitrag zur Berechnung von ebenen, beliebig gekrümmten Stabzügen unter Berücksichtigung großer elastischer und plastischer Verformungen. Dissertation D17, TH Darmstadt, 1971.
- GLOCK, D.: Statische Berechnung von Schrägschnitten biegeweicher Rohre. (unveröffentlicht), 1974.
- GLOCK, D.: Grundbruch im Sohlenbereich biegeweicher Rohre. (unveröffentlicht), 1976.
- GLOCK, D.: Überkritisches Tragverhalten eines starr ummantelten Kreisrohres. Der Stahlbau 7/1977, S. 212.
- GLOCK, D.: Tragwirkung biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre. Vortrag von der Tagung der Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ am 29./30.05.1979 in Koblenz, In: Schriftenreihe der Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Heft 3, FGSV, Köln, S. 14-23, 1979.
- GLOCK, D.: Verbesserte Traglastreserve Δ_{p0} und Veränderung der Plastizitätsbedingung für den Wandquerschnitt. Vorschlag zur Anpassung des Nachweises „Grundbruch im Scheitel“. (unveröffentlicht), 2009.

- GLOCK, D.: Mitteilung im Rahmen eines Telefongesprächs am 17.03.2010.
- GRUNDBAUTASCHENBUCH, Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Smolczyk, U. (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001.
- HAMCO: Hamco Stahlfertigteile, Firmenbroschüre, Hamco Dinslaken Bausysteme GmbH, 2005.
- HASSELMANN U., VALTINAT, G.: Geschraubte Verbindungen. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbau-Kalender. 2002, Ernst & Sohn, 2002, S. 343-421.
- JUNGBLUTH, O.: Gutachten über die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung eines neuen TS-Profiles der SGGT für Stahlrohrdurchlässe. (unveröffentlicht), 1982.
- KIENBERGER, H.: Über das Verformungsverhalten von biegeweichen, im Boden eingebetteten Wellrohren mit geringer Überdeckung. Dissertation, TH Graz, 1975.
- KLÖPPEL, K., GLOCK, D.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre. Veröffentlichung des Institutes für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 10, 1970.
- KÖNIG, G.; HOSSER, D.; SCHOBBE, W.: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau – eine Erläuterung. Bauingenieur, 57 (1982), S. 69-78.
- KUHLMANN, U., RYBINSKI, M., RÖLLE, L.: Anschlüsse im Stahl- und Verbundbau, Der Prüfingenieur, Ausgabe 32, 04/2008, Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V., 2008.
- KUHLMANN, U., RASCHE, C., FROSCHMEIER, B., EULER, M.: Anpassung des DIN-Fachberichts 103 "Stahlbrücken" an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen. Schlussbericht zum BAST-Vorhaben FE 15.0452/2007/FRB, 2009.
- PETERSEN, C.: Stahlbau. 3. Überarbeitet und erweiterte Auflage 1993, Verlag Vieweg, korrigierter Nachdruck 1994.
- REUSCH, D.: Berechnung von dünnwandigen eingeeordneten Rohren. Bautechnik 66 (1989), Heft 6, S. 190-192.
- SATTLER, K.: Bemessungsverfahren für Durchlässe aus Stahlrohren mit sinusähnlicher Wellung. Montanuniversität Leoben, Institut für Konstruktiven Tiefbau, Bericht Nr. 1/84, Leoben, 1984.
- SCHMIDT, H.-H.: Grundlagen der Geotechnik. 3. Auflage, Teubner Verlag, Wiesbaden, 2006.
- SCHUPPNER, B.: Entwicklung und Stand der Grundbau-Normen aus europäischer und deutscher Sicht. Seminarvortrag, Bundesanstalt für Wasserbau BAW, 2006.
- SCHWINN, K.-H.: Über den Einfluss eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens. Dissertation, TH Darmstadt, 1967.
- SPAETHE, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Auflage, Springer Verlag, 1992.
- TIMM, G., GROßMANN, F.: Einwirkungen auf Brücken. Betonkalender 2004, Band 1, S. 99-176.
- WALLISCH, W., SCHLEGEL, R.: Numerische Simulation rohrförmiger Tragwerke im Boden mit ANSYS-Multiplas. Tagungsbeitrag zur 24th CADFEM Users' Meeting 2006, 25.-27, Oktober 2006, Fellbach/Stuttgart.
- WINDELS R.: Spannungstheorie II. Ordnung für den teilweise gebetteten Kreisring. Die Bautechnik 43 (1966), Heft 8, S. 265.
- ZIEGLER, M.: Geotechnische Nachweise nach DIN 1054. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2006.

10 Danksagung

Das Forschungsvorhaben wurde unter Mitwirkung des BAST-Betreuungsausschusses bestehend aus den Mitgliedern:

- Herr Dipl.-Ing. J. Blossfeld (Fachbetreuer),
- Herr Dipl.-Ing. T. Mayer,
- Herr Dipl.-Ing. Schäfer und
- Herr Dipl.-Ing. Duran

sowie der BAST-Projektbetreuerin:

- Frau Sändker-Sporcken

durchgeführt. All diesen Beteiligten sei für die anregenden Diskussionen und Hinweise recht herzlich gedankt. Sie haben zum Gelingen des Forschungsvorhabens wesentlich beigetragen.

Anhang 1

Zusammenstellung Vergleichsberechnungen

A1.1 Eingangsgrößen

Lfd. Nr.	Querschnitts-Bezeichnung	Querschnitts-Form	Spannweite s [m]	Höhe h [m]	Überdeckung $h_{\bar{u}}$ [m]	Steifemodul E_s [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ'_k [°]	Radius r_1 [m]	Winkel α_1 [°]
1	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	2,00	30.000	30	1,87	158,05
2	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	min	20.000	30	1,87	158,05
3	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	1,00	20.000	30	1,87	158,05
4	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	3,00	30.000	30	1,87	158,05
5	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	4,00	30.000	30	1,87	158,05
6	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	5,00	30.000	30	1,87	158,05
7	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	6,00	30.000	30	1,87	158,05
8	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	2,00	40.000	30	1,87	158,05
9	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	2,00	20.000	35	1,87	158,05
10	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	min	20.000	35	1,87	158,05
11	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	6,00	30.000	35	1,87	158,05
12	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	min	30.000	30	1,87	158,05
13	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	6,00	40.000	30	1,87	158,05
14	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	min	30.000	35	1,87	158,05
15	MA8 / HAMCO	Maulprofil	3,70	2,44	6,00	40.000	35	1,87	158,05
16	MA3 / HAMCO	Maulprofil	2,28	1,73	min	30.000	30	1,18	136,72
17	MA3 / HAMCO	Maulprofil	2,28	1,73	2,00	30.000	30	1,18	136,72
18	MA3 / HAMCO	Maulprofil	2,28	1,73	6,00	30.000	30	1,18	136,72
19	MB14 / HAMCO	Maulprofil	5,89	3,53	min	20.000	35	3,17	127,50
20	MB14 / HAMCO	Maulprofil	5,89	3,53	2,00	30.000	30	3,17	127,50
21	MB14 / HAMCO	Maulprofil	5,89	3,53	6,00	30.000	30	3,17	127,50
22	MB24 / HAMCO	Maulprofil	7,94	4,53	min	30.000	35	4,28	128,90
23	MB24 / HAMCO	Maulprofil	7,94	4,53	3,00	30.000	30	4,28	128,90
24	MB24 / HAMCO	Maulprofil	7,94	4,53	6,00	40.000	30	4,28	128,90
25	MB24 / HAMCO	Maulprofil	7,94	4,53	3,00	30.000	35	4,28	128,90
26	MB24 / HAMCO	Maulprofil	7,94	4,53	3,00	40.000	30	4,28	128,90
27	MA41 / HAMCO	Maulprofil	10,01	7,37	min	30.000	35	5,01	177,46
28	MA41 / HAMCO	Maulprofil	10,01	7,37	3,00	30.000	30	5,01	177,46
29	MA41 / HAMCO	Maulprofil	10,01	7,37	6,00	30.000	30	5,01	177,46
30	K20 / Voest	Kreisprofil	2,99	2,99	min	20.000	30	1,496	---
31	K20 / Voest	Kreisprofil	2,99	2,99	2,0	30.000	30	1,496	---
32	K20 / Voest	Kreisprofil	2,99	2,99	4,0	30.000	30	1,496	---
33	K20 / Voest	Kreisprofil	2,99	2,99	6,0	30.000	30	1,496	---
34	K20 / Voest	Kreisprofil	2,99	2,99	4,0	30.000	35	1,496	---
35	UH3 / Voest	Unterführungsprofil	3,37	3,10	min	20.000	30	1,687	231,50
36	UH3 / Voest	Unterführungsprofil	3,37	3,10	2,0	30.000	30	1,687	231,50
37	UH3 / Voest	Unterführungsprofil	3,37	3,10	4,0	30.000	30	1,687	231,50
38	UH3 / Voest	Unterführungsprofil	3,37	3,10	6,0	30.000	30	1,687	231,50
39	UH3 / Voest	Unterführungsprofil	3,37	3,10	2,0	30.000	35	1,687	231,50
40	UF10 / Voest	Unterführungsprofil	4,96	4,00	min	40.000	35	2,482	211,60
41	UF10 / Voest	Unterführungsprofil	4,96	4,00	2,0	30.000	30	2,482	211,60
42	UF10 / Voest	Unterführungsprofil	4,96	4,00	4,0	30.000	30	2,482	211,60
43	UF10 / Voest	Unterführungsprofil	4,96	4,00	6,0	30.000	30	2,482	211,60
44	UF10 / Voest	Unterführungsprofil	4,96	4,00	4,0	30.000	35	2,482	211,60
45	UF16 / Voest	Unterführungsprofil	6,44	5,39	min	40.000	35	3,219	204,96
46	UF16 / Voest	Unterführungsprofil	6,44	5,39	2,0	30.000	30	3,219	204,96
47	UF16 / Voest	Unterführungsprofil	6,44	5,39	4,0	30.000	30	3,219	204,96
48	UF16 / Voest	Unterführungsprofil	6,44	5,39	6,0	30.000	30	3,219	204,96
49	UF16 / Voest	Unterführungsprofil	6,44	5,39	4,0	30.000	35	3,219	204,96
50	UH35 / Voest	Unterführungsprofil	9,29	8,19	min	20.000	35	4,645	234,81
51	UH35 / Voest	Unterführungsprofil	9,29	8,19	2,0	20.000	30	4,645	234,81
52	UH35 / Voest	Unterführungsprofil	9,29	8,19	4,0	30.000	30	4,645	234,81
53	UH35 / Voest	Unterführungsprofil	9,29	8,19	6,0	30.000	30	4,645	234,81
54	UH35 / Voest	Unterführungsprofil	9,29	8,19	4,0	30.000	35	4,645	234,81
55	KB128 / Hamco	Bogenprofil	9,00	3,54	min	20.000	35	4,63	152,67
56	KB128 / Hamco	Bogenprofil	9,00	3,54	3,0	30.000	30	4,63	152,67
57	KB128 / Hamco	Bogenprofil	9,00	3,54	6,0	30.000	30	4,63	152,67
58	KB128 / Hamco	Bogenprofil	9,00	3,54	3,0	30.000	35	4,63	152,67
59	KB128 / Hamco	Bogenprofil	9,00	3,54	3,0	40.000	35	4,63	152,67

A1.2 Berechnungsergebnisse

Lfd. Nr.	Blechkdicke t [mm]	Anzahl Schrauben [Stk/lfm]	Ausnutzungsgrade η für die unterschiedlichen Grenzzustände																	
			Durchschlagen Scheitel			Bruch Schrauben			Biegebruch Hinterfüllen			Grundbruch Scheitel			Grundbruch Ulmenbereich			Aufbruch Sohle		
			Alt	AN	Neu	Alt	AN	Neu	Alt	AN	Neu	Alt	AN	Neu	Alt	AN	Neu	Alt	AN	Neu
1	4,00	10	0,57	0,63	0,50	0,82	0,90	0,87	0,62	0,62	0,23	0,35	0,51	0,53	0,32	0,32	0,32	0,22	0,25	0,25
2	4,00	10	0,69	0,75	0,62	0,71	0,77	0,77	0,62	0,62	0,23	0,71	1,03	1,11	0,31	0,32	0,33	0,30	0,32	0,33
3	4,00	10	0,70	0,77	0,63	0,72	0,78	0,78	0,62	0,62	0,23	0,55	0,79	0,84	0,31	0,32	0,32	0,30	0,33	0,33
4	4,00	10	0,46	0,73	0,58	0,89	1,05	1,00	0,62	0,62	0,23	0,26	0,37	0,39	0,32	0,32	0,32	0,24	0,29	0,28
5	4,00	15	0,54	0,59	0,46	0,81	0,88	0,83	0,62	0,62	0,23	0,20	0,29	0,31	0,32	0,33	0,32	0,28	0,30	0,30
6	4,00	15	0,64	0,68	0,52	0,96	1,02	0,95	0,62	0,62	0,23	0,17	0,24	0,25	0,33	0,33	0,32	0,33	0,35	0,34
7	4,00	20	0,74	0,78	0,60	0,84	0,88	0,82	0,62	0,62	0,23	0,14	0,21	0,22	0,33	0,33	0,32	0,38	0,40	0,38
8	4,00	10	0,46	0,50	0,40	0,83	0,92	0,89	0,62	0,62	0,23	0,35	0,51	0,55	0,32	0,32	0,32	0,17	0,18	0,18
9	4,00	10	0,78	0,86	0,69	0,80	0,88	0,85	0,62	0,62	0,23	0,26	0,38	0,40	0,14	0,15	0,14	0,34	0,37	0,37
10	4,00	10	0,69	0,75	0,62	0,71	0,77	0,77	0,62	0,62	0,23	0,60	0,87	0,94	0,14	0,14	0,15	0,30	0,32	0,33
11	4,00	20	0,74	0,78	0,60	0,84	0,88	0,82	0,62	0,62	0,23	0,10	0,15	0,15	0,15	0,15	0,14	0,38	0,40	0,38
12	4,00	10	0,51	0,55	0,45	0,72	0,78	0,78	0,62	0,62	0,23	0,71	1,03	1,11	0,31	0,32	0,33	0,20	0,21	0,22
13	4,00	20	0,58	0,61	0,47	0,84	0,87	0,82	0,62	0,62	0,23	0,14	0,21	0,22	0,33	0,33	0,32	0,29	0,30	0,29
14	4,00	10	0,51	0,55	0,45	0,72	0,78	0,78	0,62	0,62	0,23	0,60	0,87	0,94	0,14	0,14	0,15	0,20	0,21	0,22
15	4,00	20	0,58	0,61	0,47	0,84	0,87	0,82	0,62	0,62	0,23	0,10	0,15	0,15	0,15	0,15	0,14	0,29	0,30	0,29
16	4,00	10	0,30	0,32	0,33	0,45	0,48	0,48	0,39	0,39	0,06	0,33	0,48	0,51	---	---	---	---	---	---
17	4,00	10	0,34	0,37	0,37	0,50	0,55	0,53	0,39	0,39	0,06	0,24	0,34	0,34	---	---	---	---	---	---
18	4,00	10	0,47	0,49	0,47	0,91	0,95	0,89	0,39	0,39	0,06	0,13	0,19	0,20	---	---	---	---	---	---
19	6,25	15	0,87	0,96	0,78	0,52	0,57	0,56	0,92	0,92	0,73	0,60	0,86	1,15	0,12	0,12	0,12	0,25	0,28	0,28
20	4,00	20	0,81	0,90	0,72	0,81	0,90	0,87	1,06	1,06	1,11	0,41	0,59	0,62	0,26	0,27	0,26	0,19	0,21	0,21
21	5,50	20	0,91	0,95	0,73	0,86	0,90	0,84	0,96	0,96	0,82	0,12	0,17	0,18	0,28	0,28	0,27	0,32	0,34	0,32
22	7,00	15	0,77	0,86	0,68	0,60	0,67	0,65	1,20	1,20	1,62	0,54	0,78	1,15	0,14	0,15	0,15	0,22	0,24	0,24
23	4,75	20	0,67	1,22	0,95	0,86	1,07	1,02	1,35	1,35	2,32	0,23	0,33	0,32	0,33	0,34	0,33	0,25	0,31	0,30
24	6,25	20	0,81	0,85	0,65	0,95	0,99	0,93	1,24	1,24	1,80	0,10	0,14	0,15	0,35	0,35	0,33	0,31	0,32	0,31
25	5,50	20	0,65	1,17	0,91	0,70	0,87	0,83	1,29	1,29	2,02	0,16	0,24	0,25	0,15	0,15	0,15	0,25	0,31	0,30
26	4,75	20	0,53	0,97	0,76	0,85	1,06	1,01	1,35	1,35	2,32	0,21	0,31	0,32	0,33	0,34	0,33	0,19	0,23	0,23
27	4,75	20	0,79	0,89	0,85	0,90	1,02	0,95	1,59	1,59	3,72	0,36	0,52	0,83	---	---	---	---	---	---
28	6,25	20	0,55	1,00	0,98	0,68	0,85	0,81	1,46	1,46	2,88	0,19	0,28	0,29	---	---	---	---	---	---
29	7,00	20	0,87	0,91	0,88	0,96	1,00	0,93	1,41	1,41	2,60	0,08	0,12	0,12	---	---	---	---	---	---
30	4,00	10	0,32	0,35	0,36	0,58	0,62	0,62	0,71	0,71	0,33	0,56	0,81	0,85	---	---	---	---	---	---
31	4,00	10	0,27	0,30	0,30	0,65	0,71	0,69	0,71	0,71	0,33	0,32	0,47	0,50	---	---	---	---	---	---
32	4,00	10	0,24	0,26	0,25	0,76	0,82	0,78	0,71	0,71	0,33	0,20	0,29	0,31	---	---	---	---	---	---
33	4,00	15	0,32	0,34	0,33	0,80	0,84	0,78	0,71	0,71	0,33	0,15	0,21	0,22	---	---	---	---	---	---
34	4,00	10	0,24	0,26	0,25	0,76	0,82	0,78	0,71	0,71	0,33	0,15	0,21	0,22	---	---	---	---	---	---
35	4,00	10	0,52	0,56	0,58	0,64	0,69	0,69	0,56	0,56	0,17	0,77	1,11	1,16	---	---	---	---	---	---
36	4,00	10	0,43	0,47	0,47	0,72	0,80	0,77	0,56	0,56	0,17	0,37	0,54	0,57	---	---	---	---	---	---
37	4,00	10	0,41	0,45	0,43	0,96	1,04	0,98	0,56	0,56	0,17	0,21	0,31	0,33	---	---	---	---	---	---
38	4,75	15	0,54	0,57	0,54	0,78	0,81	0,76	0,53	0,53	0,14	0,14	0,21	0,22	---	---	---	---	---	---
39	4,00	10	0,43	0,47	0,47	0,72	0,80	0,77	0,56	0,56	0,17	0,28	0,40	0,42	---	---	---	---	---	---
40	7,00	10	0,33	0,37	0,37	0,48	0,53	0,52	0,70	0,70	0,32	0,74	1,07	1,12	---	---	---	---	---	---
41	4,00	15	0,55	0,61	0,61	0,86	0,95	0,92	0,83	0,83	0,53	0,46	0,66	0,70	---	---	---	---	---	---
42	4,75	15	0,48	0,52	0,51	0,82	0,89	0,84	0,79	0,79	0,45	0,21	0,31	0,33	---	---	---	---	---	---
43	4,75	20	0,66	0,69	0,66	0,84	0,88	0,82	0,79	0,79	0,45	0,14	0,20	0,21	---	---	---	---	---	---
44	4,75	15	0,48	0,52	0,51	0,82	0,89	0,84	0,79	0,79	0,45	0,15	0,22	0,23	---	---	---	---	---	---
45	6,25	10	0,41	0,46	0,47	0,70	0,77	0,76	0,94	0,94	0,76	0,67	0,97	1,01	---	---	---	---	---	---
46	4,75	15	0,62	0,69	0,69	0,84	0,94	0,91	1,02	1,02	0,99	0,41	0,59	0,62	---	---	---	---	---	---
47	4,75	20	0,55	0,60	0,58	0,79	0,85	0,80	1,02	1,02	0,99	0,18	0,26	0,28	---	---	---	---	---	---
48	5,50	20	0,73	0,77	0,73	0,87	0,91	0,85	0,97	0,97	0,86	0,12	0,17	0,18	---	---	---	---	---	---
49	4,75	20	0,55	0,60	0,58	0,79	0,85	0,80	1,02	1,02	0,99	0,13	0,19	0,20	---	---	---	---	---	---
50	7,00	15	0,91	1,02	1,03	0,67	0,75	0,74	1,30	1,30	2,07	0,40	0,58	0,61	---	---	---	---	---	---
51	7,00	15	0,97	1,09	1,08	0,71	0,80	0,77	1,30	1,30	2,07	0,37	0,53	0,56	---	---	---	---	---	---
52	5,50	20	0,65	0,70	0,68	0,90	0,97	0,92	1,40	1,40	2,58	0,14	0,20	0,21	---	---	---	---	---	---
53	7,00	20	0,84	0,88	0,84	0,89	0,93	0,87	1,30	1,30	2,07	0,09	0,13	0,13	---	---	---	---	---	---
54	5,50	20	0,65	0,70	0,68	0,90	0,97	0,92	1,40	1,40	2,58	0,11	0,16	0,17	---	---	---	---	---	---
55	7,00	15	0,96	1,08	0,84	0,65	0,73	0,69	1,85	1,85	5,85	0,42	0,61	0,92	0,01	0,02	0,02	0,04	0,04	0,04
56	7,00	15	0,62	1,01	0,80	0,70	0,91	0,87	1,85	1,85	5,85	0,20	0,29	0,31	0,03	0,04	0,03	0,03	0,04	0,04
57	7,00	20	1,01	1,06	0,81	0,84	0,88	0,82	1,85	1,85	5,85	0,09	0,13	0,13	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05
58	5,50	20	0,68	1,11	0,87	0,71	0,93	0,89	2,00	2,00	7,31	0,16	0,23	0,24	0,02	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
59	5,50	20	0,57	0,91	0,72	0,71	0,93	0,89	2,00	2,00	7,31	0,16	0,23	0,24	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03

Alt..... Berechnungsvariante: altes Regelwerk & alte Einwirkungen

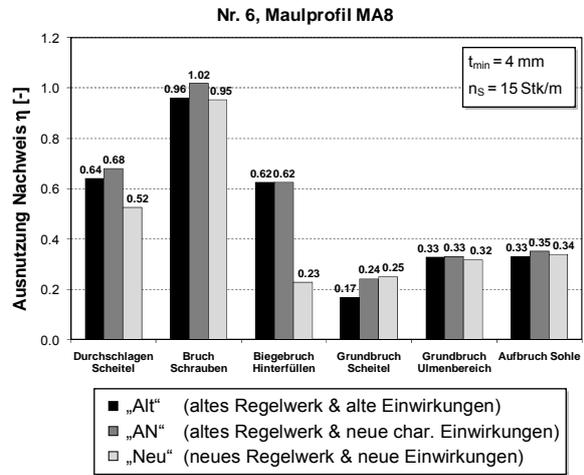
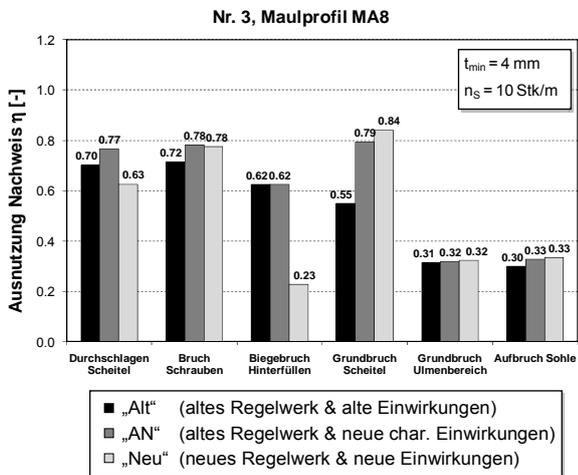
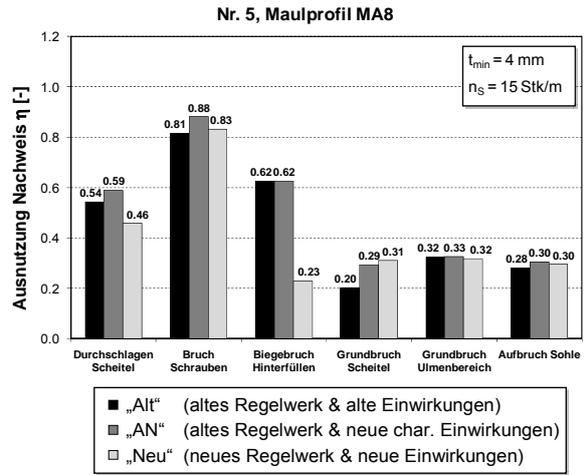
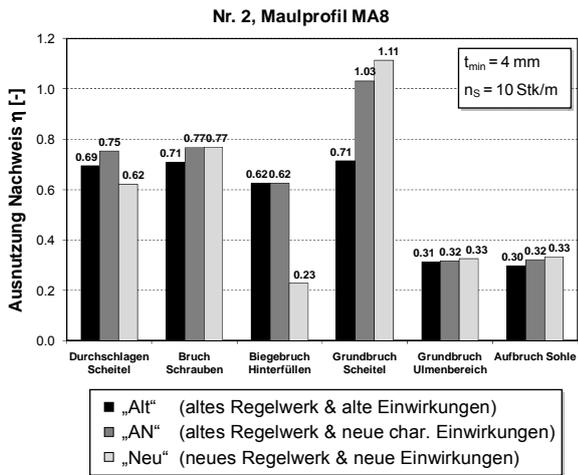
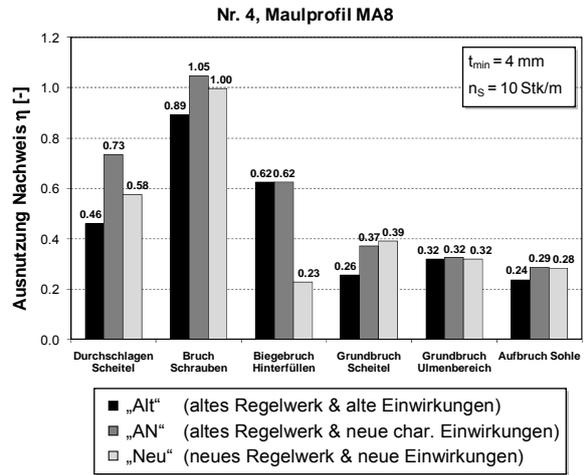
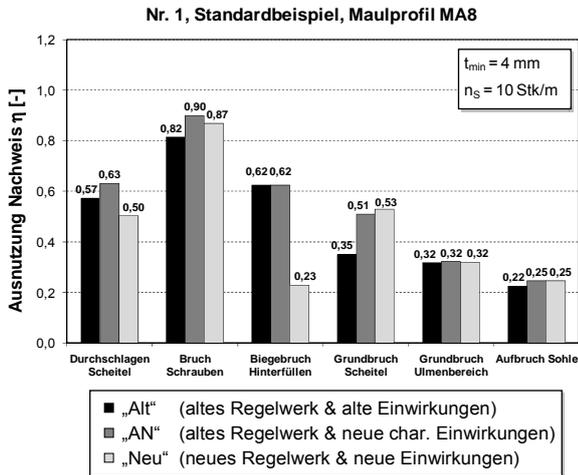
AN..... Berechnungsvariante: altes Regelwerk & neue charakteristische Einwirkungen ohne Schwingbeiwert

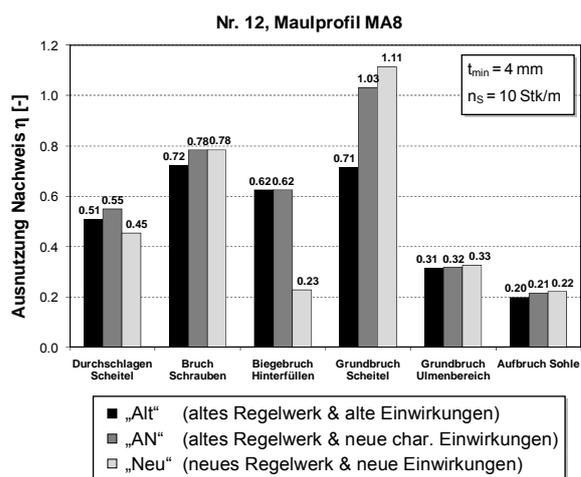
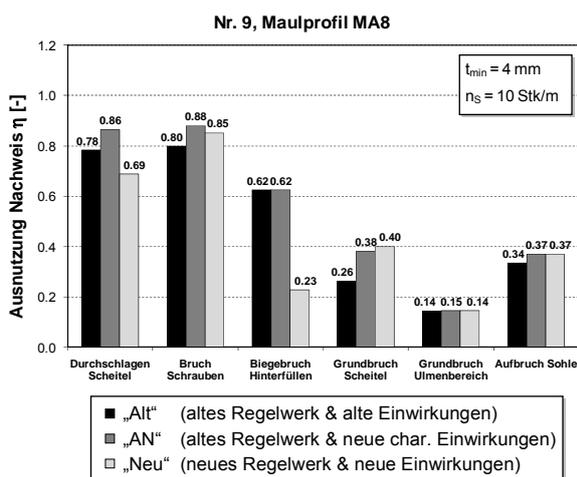
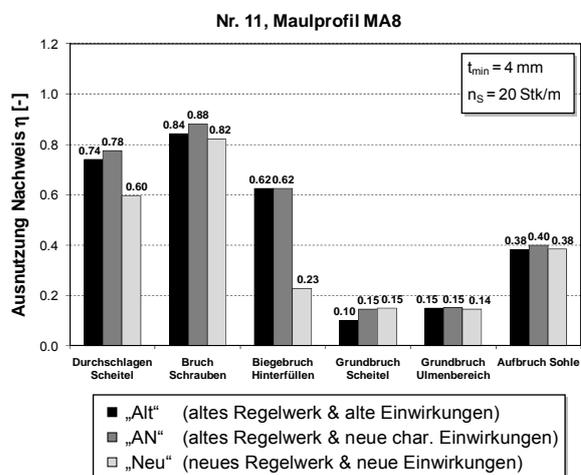
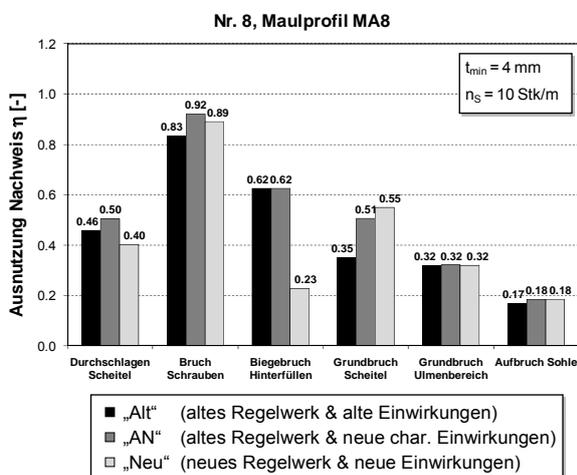
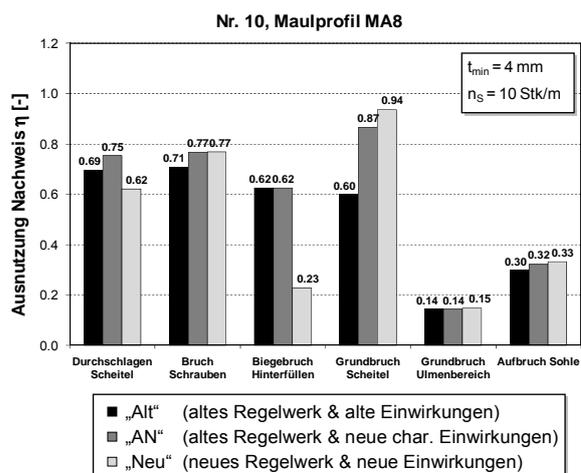
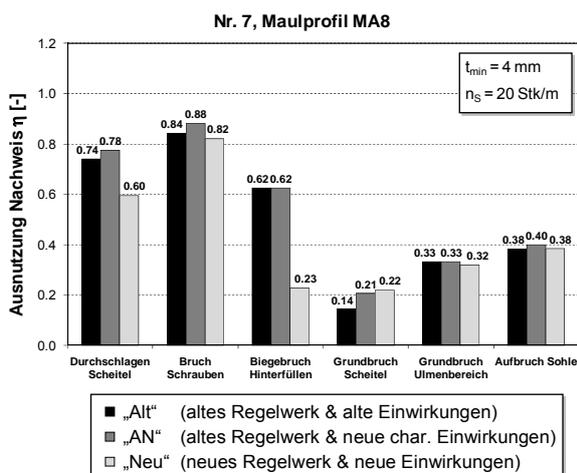
Neu..... Berechnungsvariante: neues Regelwerk & neue Einwirkungen

☐ Nachweis nach neuem Regelwerk formal nicht erforderlich, da $h_0/r_1 \geq 0,5$

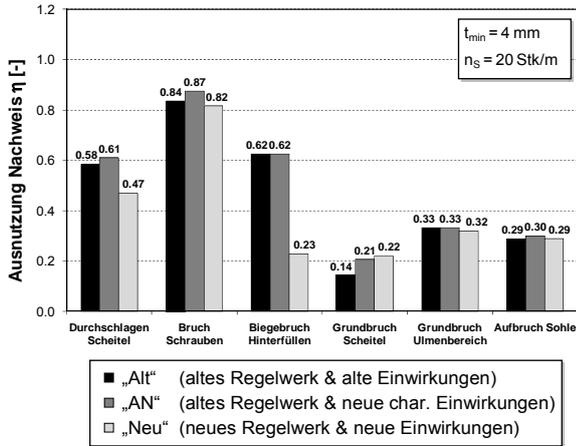
A1.3 Grafische Darstellung der Berechnungsergebnisse

A1.3.1 Maulprofil MA8 (Fa. Hamco, Spannweite $s = 3,70\text{ m}$, Höhe $h = 2,44\text{ m}$)

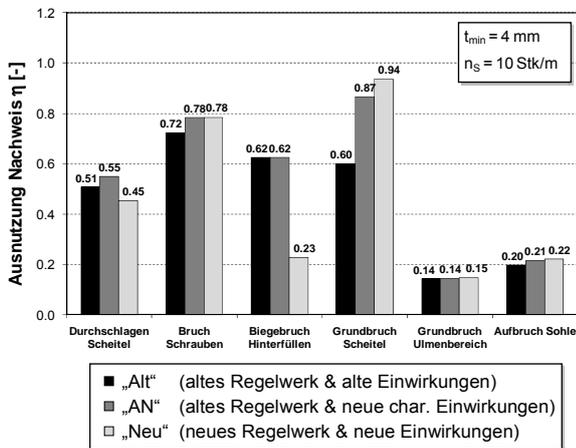




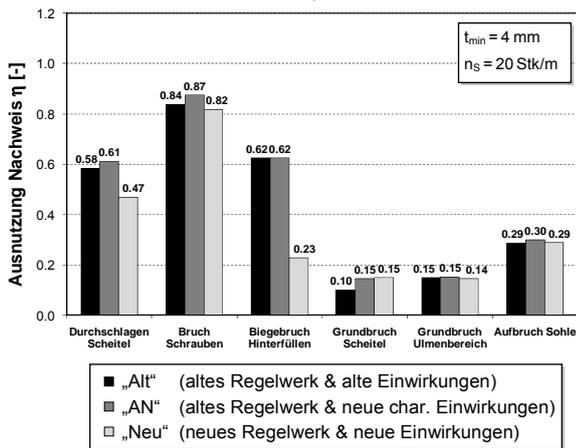
Nr. 13, Maulprofil MA8



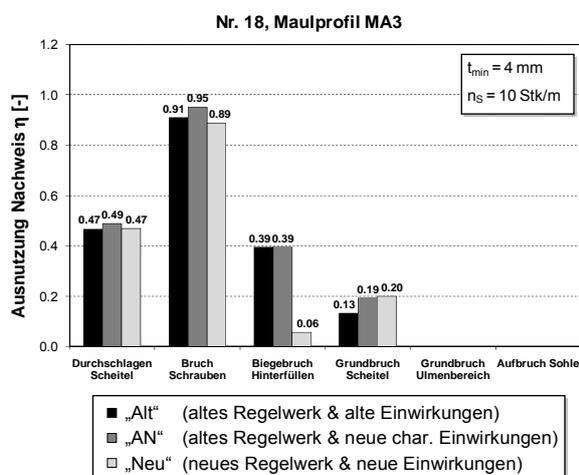
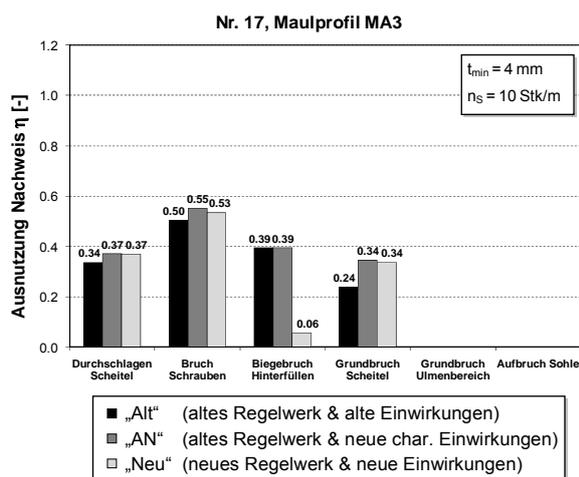
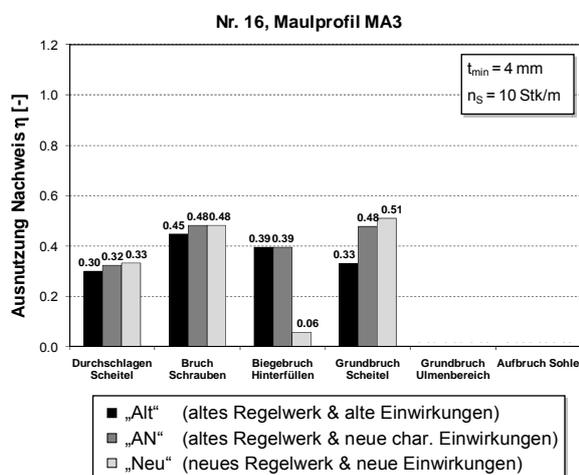
Nr. 14, Maulprofil MA8



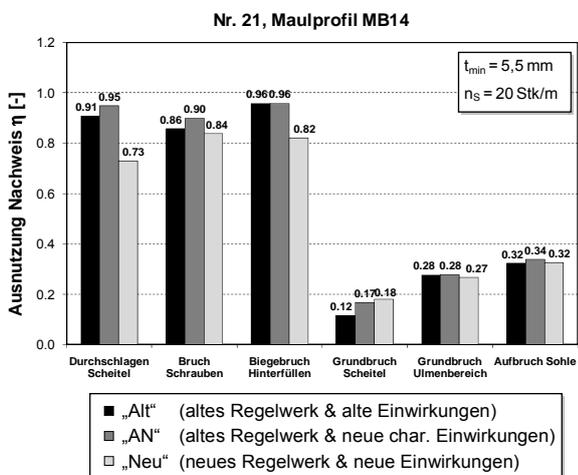
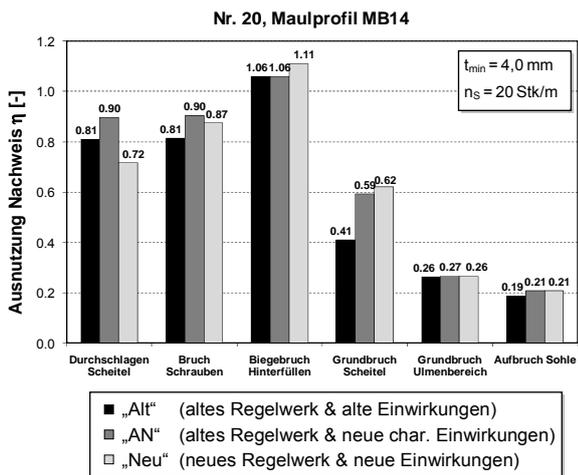
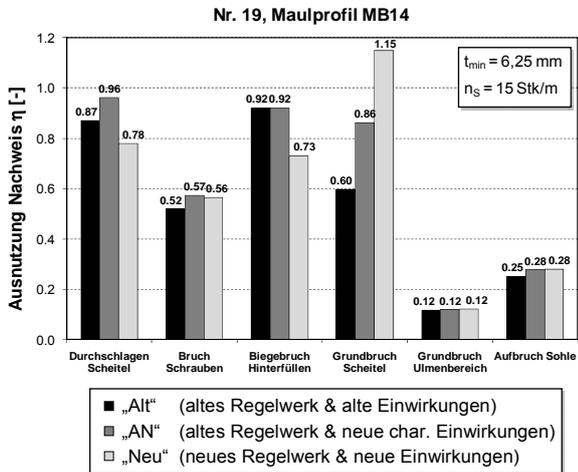
Nr. 15, Maulprofil MA8



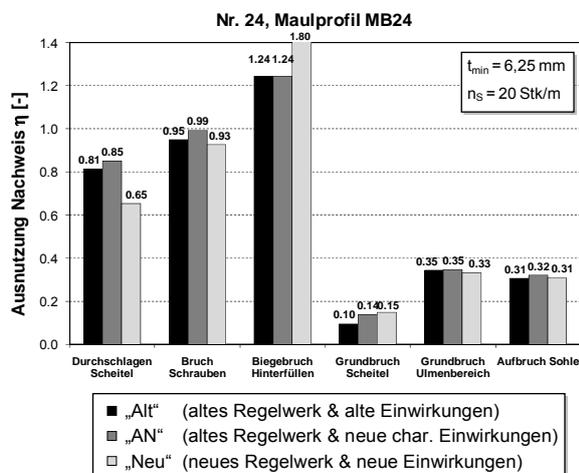
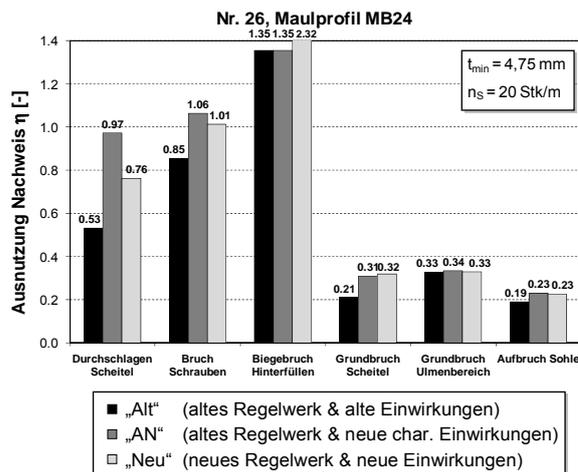
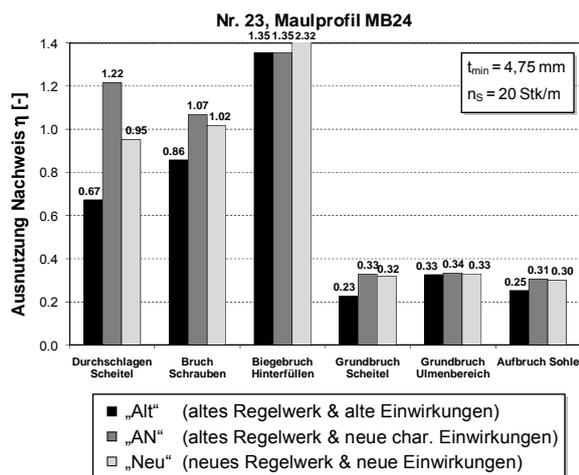
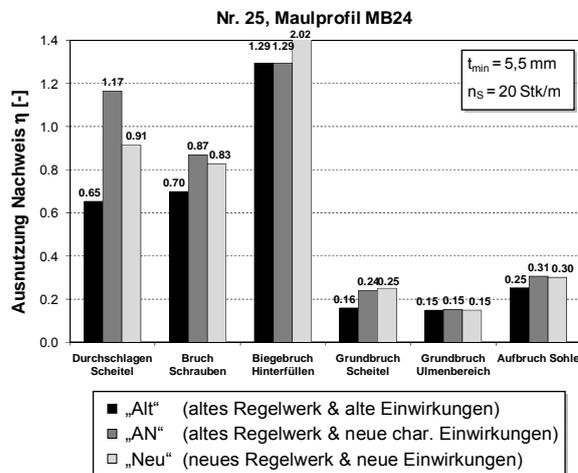
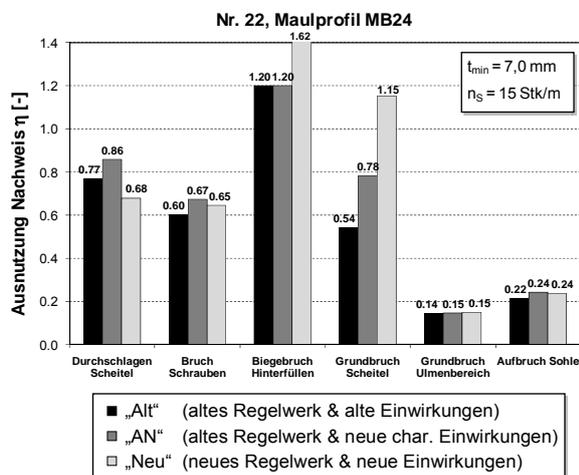
A1.3.2 Maulprofil MA3 (Fa. Hamco, Spannweite $s = 2,29$ m, Höhe $h = 1,73$ m)



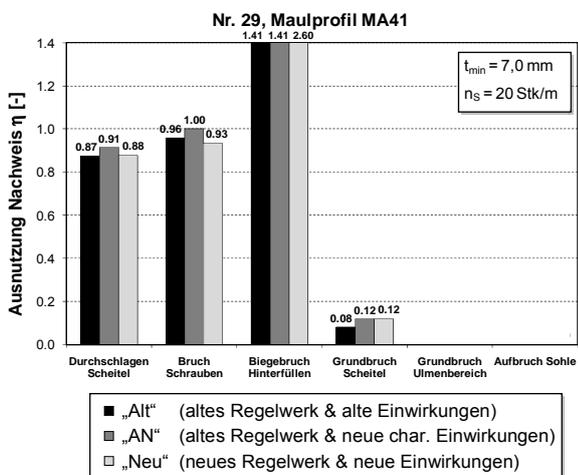
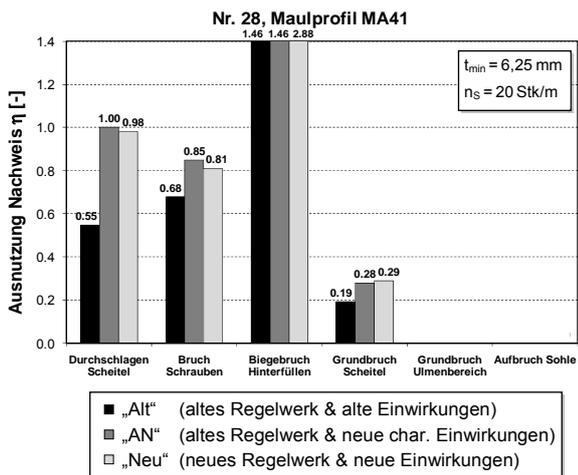
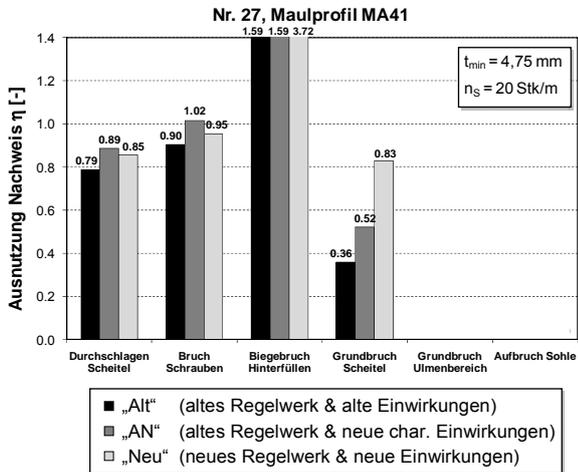
A1.3.3 Maulprofil MB14 (Fa. Hamco, Spannweite $s = 5,89$ m, Höhe $h = 3,53$ m)



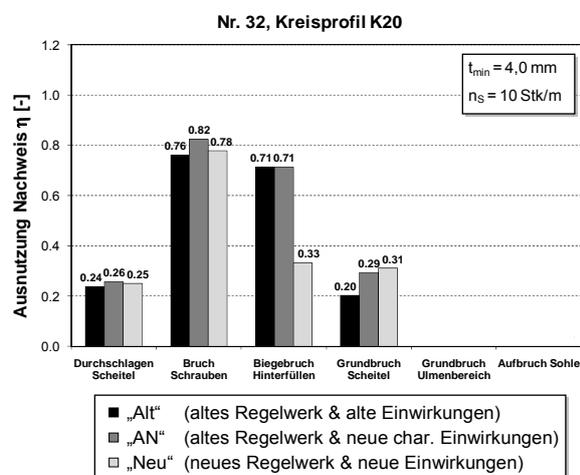
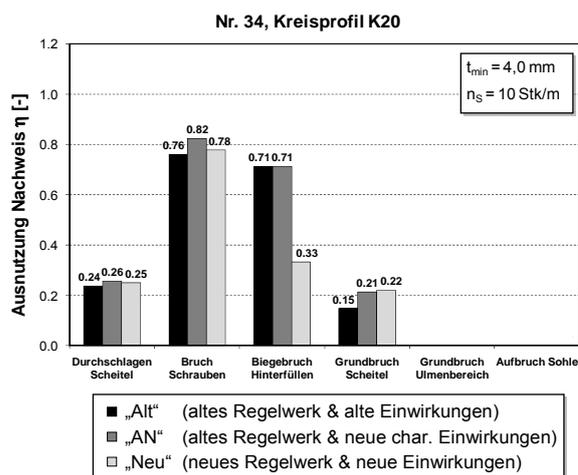
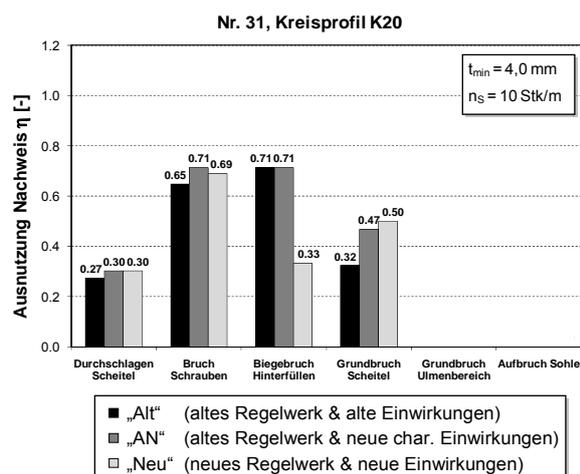
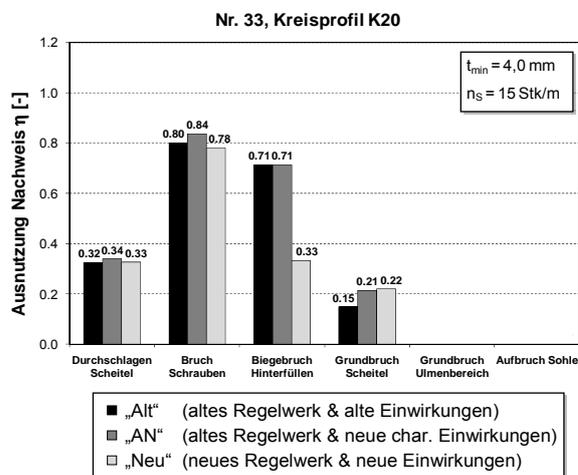
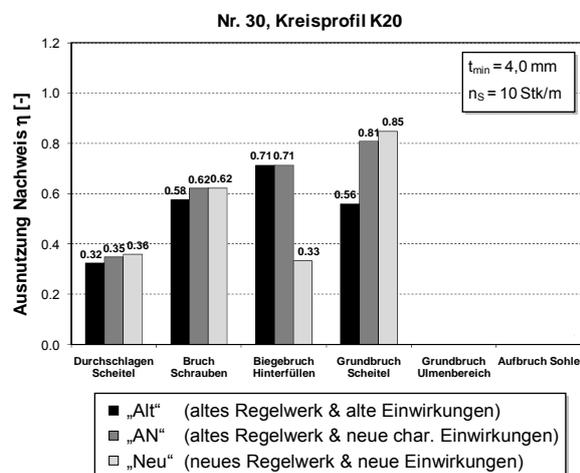
A1.3.4 Maulprofil MB24 (Fa. Hamco, Spannweite $s = 7,95$ m, Höhe $h = 4,53$ m)



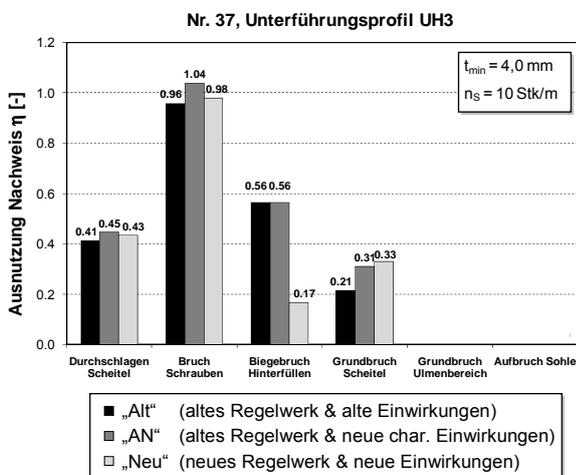
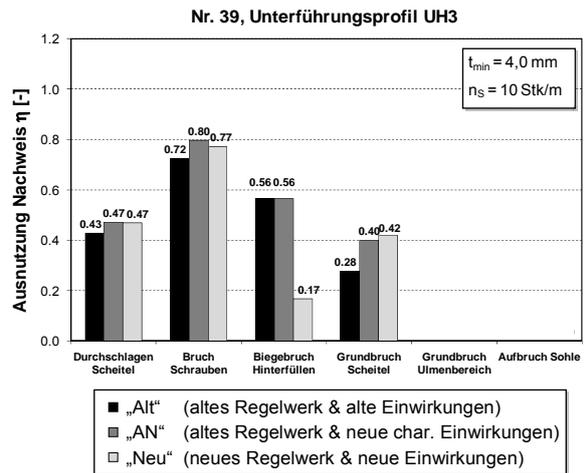
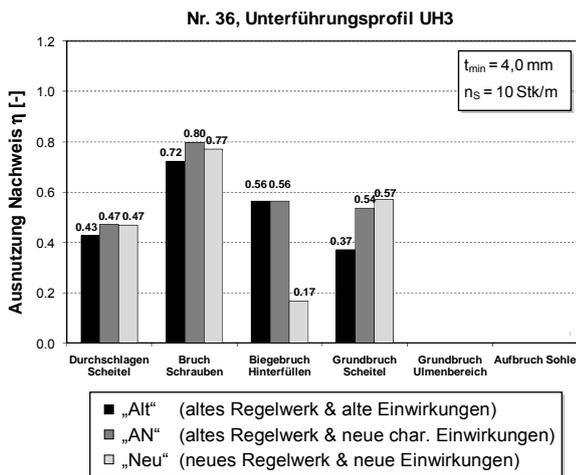
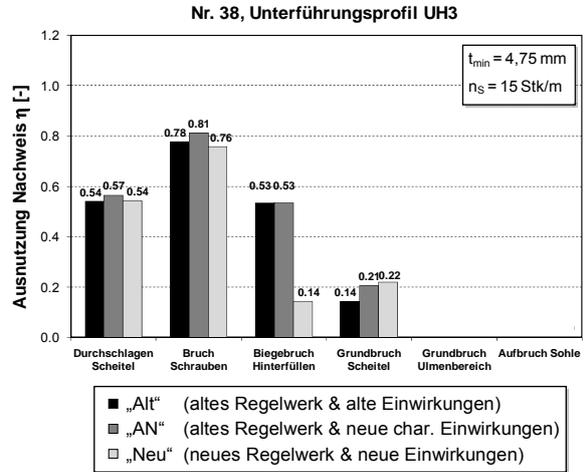
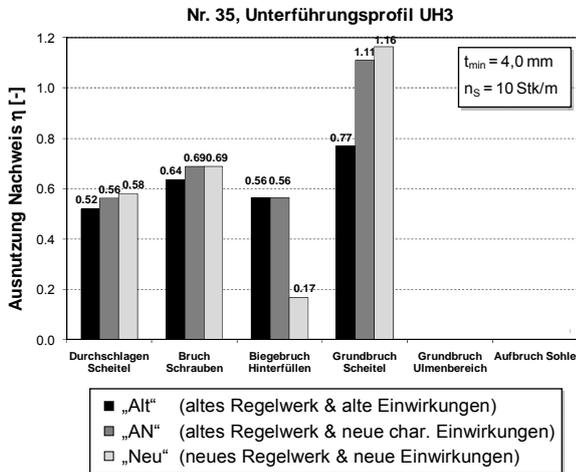
A1.3.5 Maulprofil MA41 (Fa. Hamco, Spannweite $s = 10,01$ m, Höhe $h = 7,37$ m)



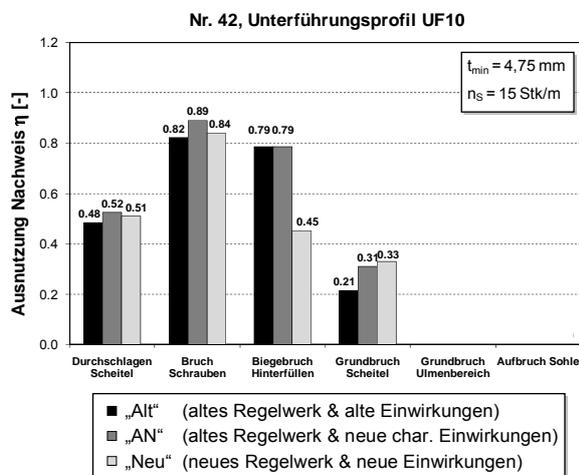
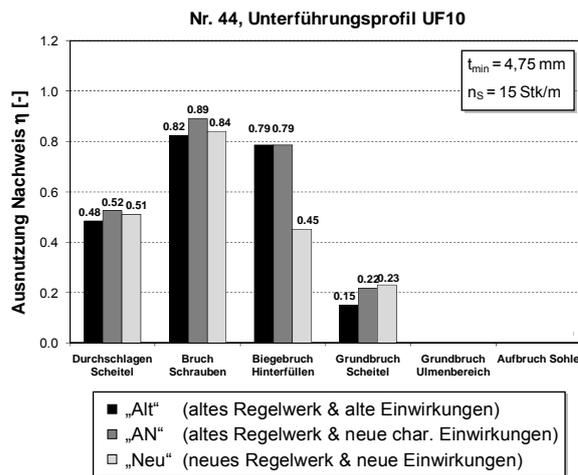
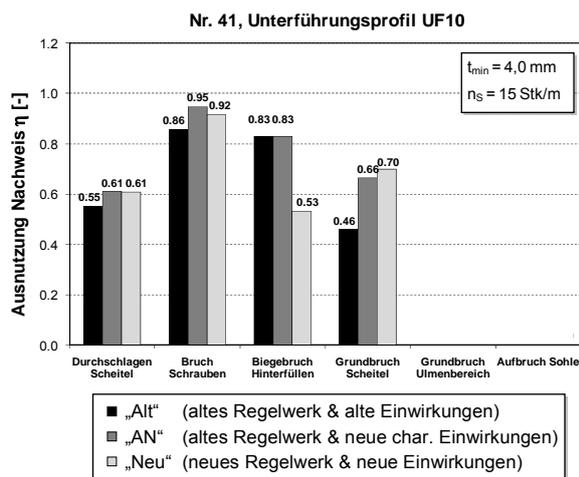
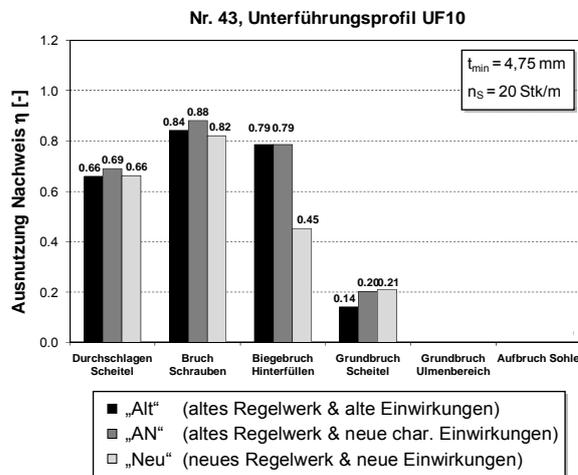
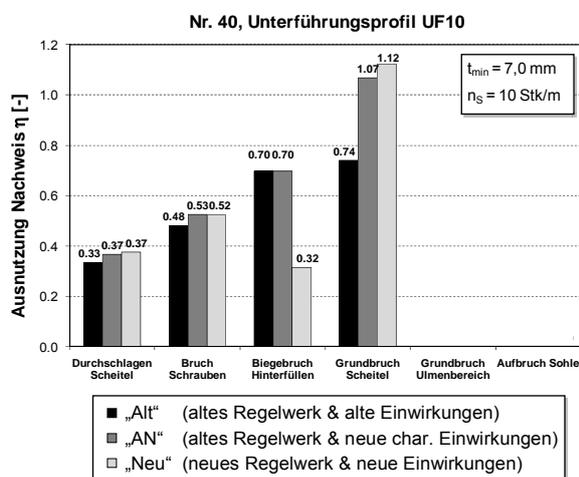
A1.3.6 Kreisprofil K20 (Fa. Voestalpine, Spannweite = Höhe = $s = h = 2,99$ m)



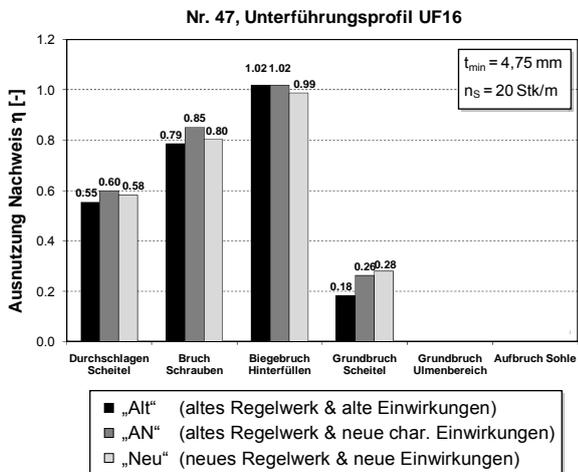
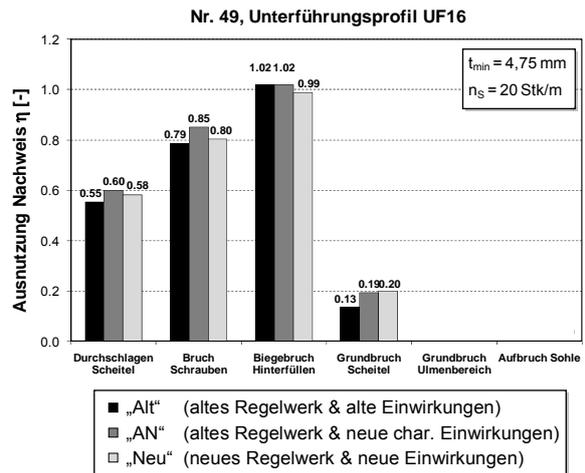
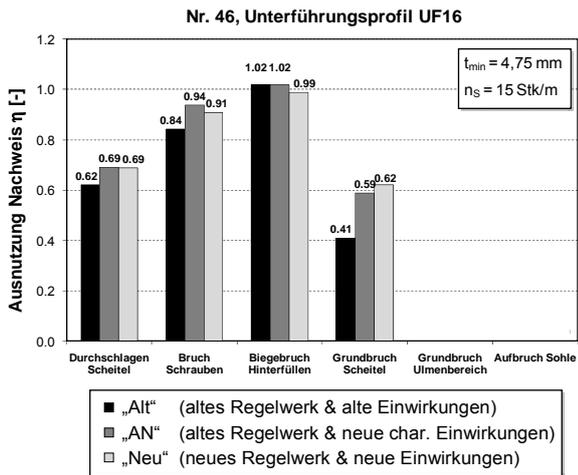
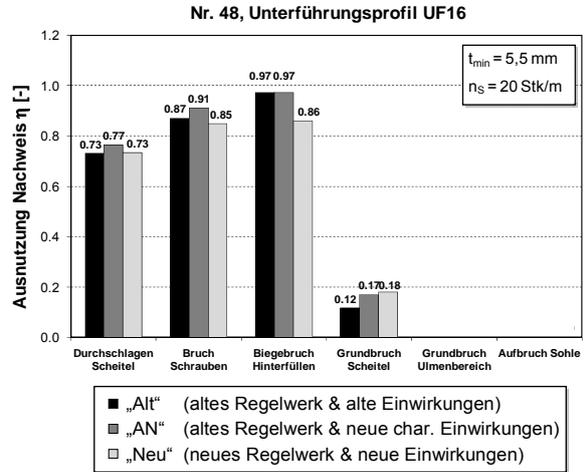
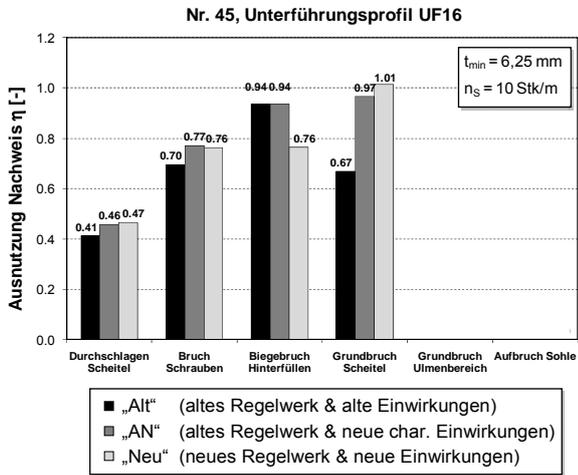
A1.3.7 Unterführungsprofil UH3 (Fa. Voestalpine, Spannweite $s = 3,37$ m, Höhe $h = 3,10$ m)



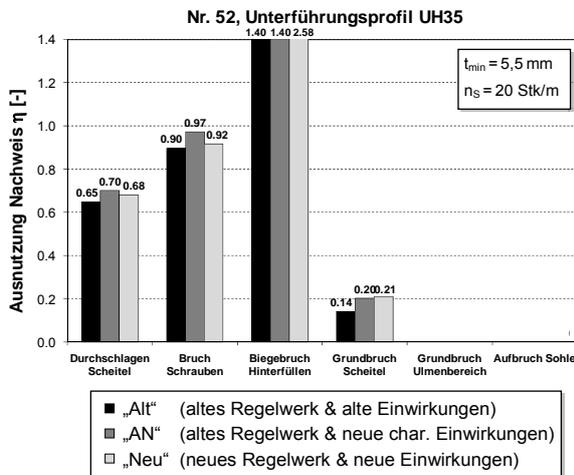
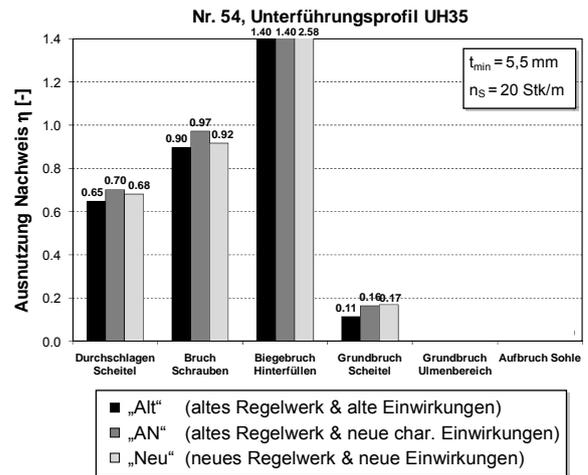
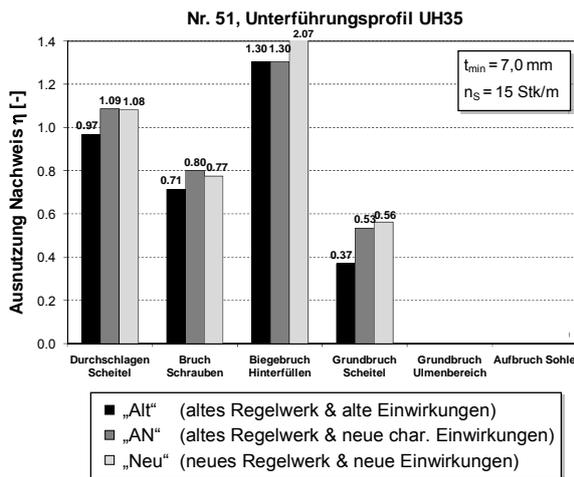
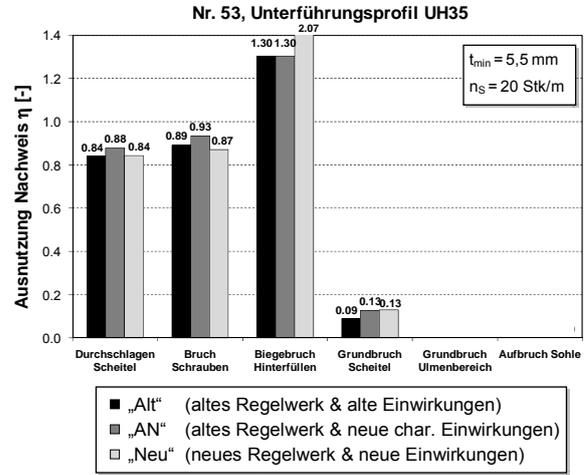
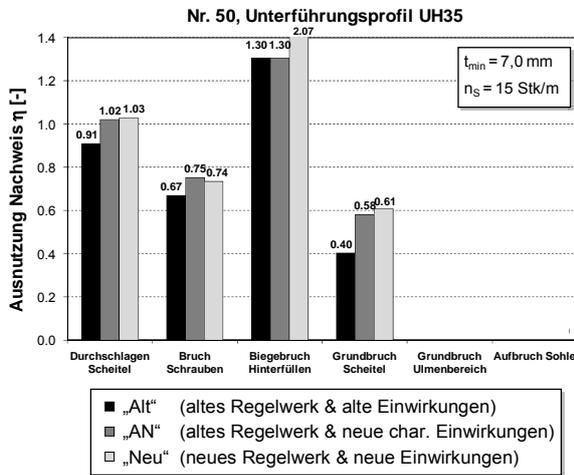
A1.3.8 Unterführungsprofil UF10 (Fa. Voestalpine, Spannweite $s = 4,96$ m, Höhe $h = 4,00$ m)



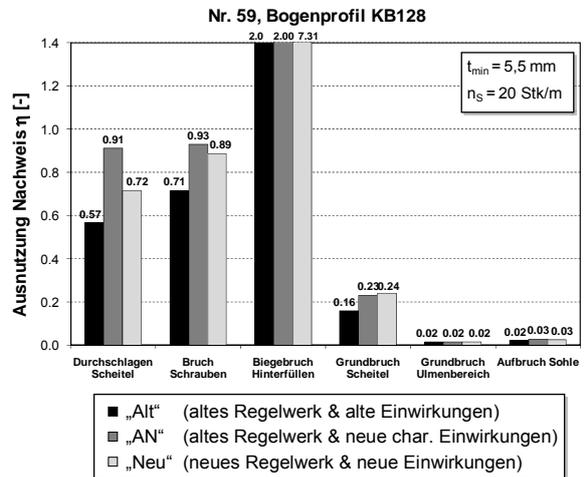
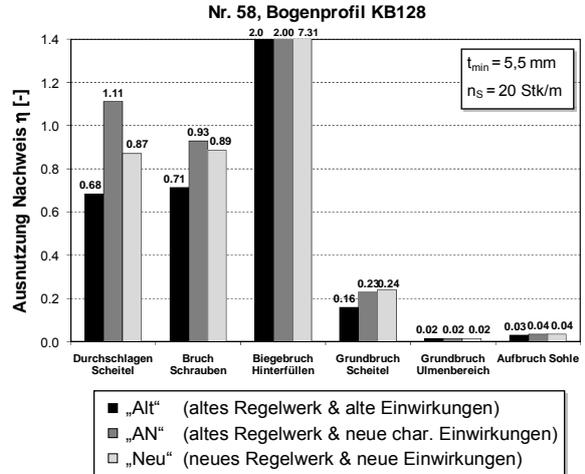
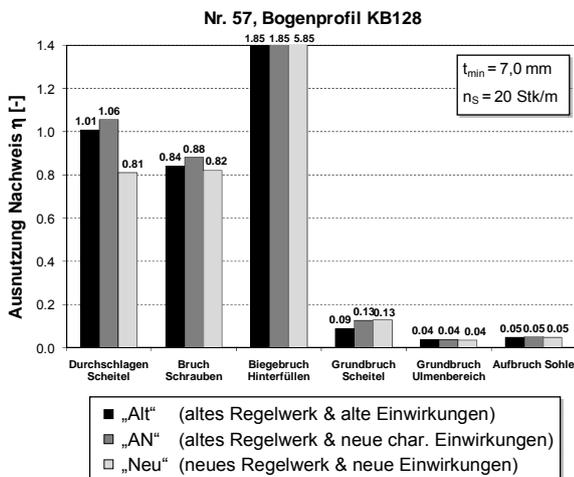
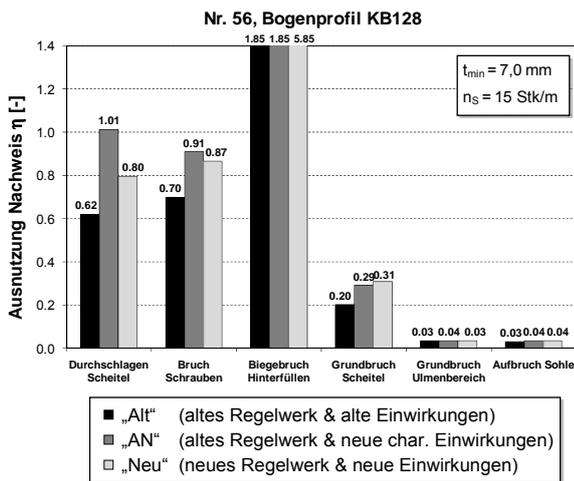
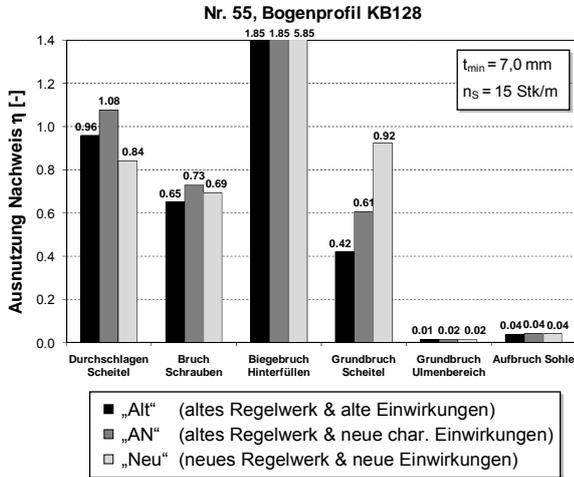
A1.3.9 Unterführungsprofil UF16 (Fa. Voestalpine, Spannweite s = 6,44 m, Höhe h = 5,39 m)



A1.3.10 Unterführungsprofil UH35 (Fa. Voestalpine, Spannweite $s = 9,29$ m, Höhe $h = 8,19$ m)



A1.3.11 Bogenprofil KB128 (Fa. Hamco, Spannweite $s = 9,00$ m, Höhe $h = 3,54$ m)



Anhang 2

Berechnungsbeispiel Standardprofil MA8

A2.1 Allgemeines

Bei nachfolgendem Beispiel handelt es sich um das in Abschnitt 4 für die Vergleichsberechnungen benutzte Standardbeispiel an dem Maulprofil Typ MA8 der Firma HAMCO in Dinslaken, vgl. **Tab. 15**. Die einzelnen Berechnungsschritte sind für die drei Varianten „Alt“, „AN“ und „Neu“:

- Variante „Alt“: altes Regelwerk & alte Einwirkungen
- Variante „AN“: altes Regelwerk & neue charakteristische Einwirkungen ohne Schwingbeiwert
- Variante „Neu“: neues Regelwerk & neue Einwirkungen

im Detail dargestellt sind.

Was die Bezeichnungen der einzelnen Kenngrößen betrifft werden grundsätzlich die im neuen Regelwerk aufgeführten Bezeichnungen so weit als möglich verwendet.

Es ist anzumerken, dass bei allen Berechnungen aus Gründen der Vergleichbarkeit die Widerstände gemäß Entwurf Anhang A zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 und den darin aufgeführten Diagrammen und Gleichungen verwendet wurden.

In der Regel werden auch beim Nachweis nach dem alten Regelwerk (ARS 20/97) die Bezeichnungen des neuen Regelwerks (ZTV-ING Teil 9-4) verwendet.

Alle Einheiten sind, sofern nicht explizit angegeben, einheitenkonform entsprechend dem Ergebnis aufgeführt.

A2.2 Eingangskenngrößen A2.2.1 Querschnitt und Abmessungen

Querschnitt: Maulprofil, Typ MA8, Firma HAMCO, Dinslaken

Spannweite: $s = 3,70$ [m]

Höhe: $h = 2,44$ [m]

Radien: $r_1 = 1,87$ [m]

$r_2 = 0,63$ [m]

$r_3 = 5,06$ [m]

Winkel: $\alpha_1 = 158,05$ [°]

$\alpha_2 = 85,00$ [°]

$\alpha_3 = 31,94$ [°]

Wellung: 200×55 (Standardwellung)

Kreuzungswinkel: $\alpha = 90^\circ$

A2.2.2 Bodenkennwerte

Wichte: $\gamma_{B,k} = 20$ [kN/m³]

Steifemodul: $E_S = 30.000$ [kN/m²]

Reibungswinkel: $\phi'_k = 30$ [°]

Kohäsion $c_B = 0$ [kN/m²]

A2.2.3 Baustahl

Blechdicke: $t_N = 4,00$ [mm] (Nennwert)

Streckgrenze: $\sigma_F = 240$ [N/mm²] (altes Regelwerk)

$f_{y,k} = 235$ [N/mm²] (neues Regelwerk)

E-Modul: $E = 210.000$ [N/mm²]

A2.2.4 Schrauben

Typ: M20 8.8

Anzahl: 10 Stk Schrauben je lfd m

A2.2.5 Überdeckung

Überdeckung: $h_{\bar{u}} = 2,0$ [m]

A2.2.6 Korrosionszuschlag

Korrosionszuschlag: $\Delta t_{kor} = 1,0$ [mm]

A2.2.7 Querschnittswerte des Wellstahlprofil

Statisch rel. Blechdicke: $t = t_N - \Delta t_{kor} = 4,0 - 1,0$
 $t = 3,0$ [mm]

Querschnittsfläche: $A(t) = 35,50$ [cm²/m]

Trägheitsmoment: $I(t) = 135,45$ [cm⁴/m]

Widerstandsmoment: $W(t) = 46,71$ [cm³/m]

Widerstandsmoment: $W(t_N) = 61,49$ [cm³/m]

Biegesteifigkeit: $EI(t) = 284,44$ [kNm²/m]

A2.2.8 Bettungsmodul des Bodens

$$k = 0,5 \cdot \frac{E_S}{r_1} = 8.021,4 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

A2.2.9 Steifigkeitsverhältnis

$$\frac{EI}{k \cdot r_1^4} = 0,0029 \text{ [-]}$$

A2.3 Berechnungsvariante „Alt“ (altes Regelwerk & alte Einwirkungen)**A2.3.1 Geltungsbereich**

Spannweite: $s = 3,7 \text{ [m]}$
 $1,5 \text{ [m]} \leq s \leq 8,0 \text{ [m]} \rightarrow \text{i. O.}$

Überdeckung: $h_{\bar{u}} = 2,0 \text{ [m]}$
 $h_{\bar{u}} \leq 15 \text{ [m]} \rightarrow \text{i. O.}$

Steifigkeitsverhältnis:

$$\frac{EI}{k \cdot r_1^4} = 0,0029 \leq 0,05 \text{ [-]} \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.2 Einwirkungen / Belastung

ARS 20/1997, Abs. 5

Ständige Last:

$$p_B = \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}} = 20 \cdot 2,0 = 40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Verkehrslast:

$$p_{ov} = 45 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Verkehrslast am Bauwerksscheitel infolge Lastausbreitung

$$p_v = p_{ov} \cdot \frac{3m}{3m + 2 \cdot (h_{\bar{u}} - 0,2m) \cdot \tan(30^\circ)} =$$

$$= 26,58 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Art der Überschüttung

$$p_B \leq p_{ov} \rightarrow \text{geringe Überschüttung}$$

Schwingbeiwert nach DIN 1072:1985, Abs. 3.3.4

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot s - 0,1 \cdot h_{\bar{u}}$$

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot 3,70 - 0,1 \cdot 2,0 = 1,17 \text{ [-]}$$

Scheiteldruck

$$p_s = 1,1 \cdot (p_B + \varphi \cdot p_v)$$

$$p_s = 1,1 \cdot (40 + 1,17 \cdot 26,58) = 78,22 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

A2.3.3 Durchschlagen des Bauwerksscheitels

ARS 20/1997, Abs. 6.2.1

Durchschlagslast p_{SD}

Ursprüngliche Ermittlung über Tafel 57, Seite 295 in (KLÖPPEL & GLOCK 1970). Die Ermittlung erfolgt hier alternativ unter Verwendung des Diagramms in Bild A 9.4.3 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009.

Profiltyp: Mauprofil

Lastangriffsparameter:

$$\psi_B = 1,57 \text{ [-]} \text{ (geringe Überdeckung)}$$

Eingangsgröße

$$\frac{EI}{k \cdot r_1^4} \cong 0,0029 \text{ [-]}$$

\rightarrow Tafelwert für Maulprofil mit $\psi_B = 1,57$:

$$\frac{p_{SD}}{k \cdot r_1^4} = 0,023 \text{ [-]}$$

$$p_{SD} = 0,023 \cdot k \cdot r_1^4 = 342,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$h/s = 2,44/3,7 = 0,66$$

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,5$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{SD}}{p_s} = \frac{342,2}{78,2} = 4,38 \geq 2,5 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,5}{4,38} = 0,57 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.4 Bruch der Schraubenverbindung

ARS 20/1997, Abs. 6.2.3

Kritische Normalkraft $N_{D,II}$

Ursprüngliche Ermittlung über Tafel 58, Seite 296 in (KLÖPPEL & GLOCK 1970). Die Ermittlung erfolgt hier alternativ unter Verwendung des Diagramms in Bild A 9.4.7 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009.

Eingangsgröße

$$\frac{EI}{k \cdot r_1^4} \cong 0,0029 [-]$$

→ Tafelwert für Maulprofil mit $\psi_B = 1,57$:

$$\frac{N_D}{k \cdot r_1^4} = 0,034 [-]$$

$$N_D = 0,034 \cdot k \cdot r_1^4 = 956 \text{ [kN/m]}$$

Normalkraft $N_{D,II}$ in der Schraubenverbindung nach Theorie II. Ordnung:

$$R_{II} = \frac{N_D}{p_{SD}} = \frac{956}{342,2} = 2,80 \text{ [m]}$$

$$N_{D,II} = p_S \cdot R_{II} = 78,2 \cdot 2,8 = 219,0 \text{ [kN/m]}$$

Traglast der Schraubenverbindung

Für die Traglast der Schraubenverbindung werden die Angaben der Firma HAMCO in Dinslaken zugrundegelegt. Für die gewählte Anzahl von 10 Schrauben pro lfd. m ergibt sich für die effektive Blechdicke von $t = 3,00 \text{ mm}$ nachfolgende Schraubentraglast D_{Trag} .

$$D_{\text{Trag}} = 672,5 \text{ kN/m}$$

Bei dem angegebenen Tragfähigkeitswert handelt es sich im Wesentlichen um den Mittelwert einer Versuchsreihe für die betreffende Blechdicke und einer Anzahl von 10 Schrauben M20 pro lfd. m.

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,5$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{D_{\text{Trag}}}{N_{D,II}} = \frac{672,5}{219,0} = 3,07 \geq 2,5 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,5}{3,07} = 0,82 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.5 Biegebruch beim Hinterfüllen

ARS 20/1997, Abs. 6.2.4

Ermittlung der Grenzspannweite $r_{1,gr}$

Die Berechnung der Grenzspannweite erfolgt nach (KLÖPPEL & GLOCK 1970), Formel (5) Seite 196. Für das Maulprofil gilt:

$$r_{1,gr} = \sqrt[3]{\frac{\sigma_F \cdot W(t_N)}{0,055 \cdot \left[10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]}}$$

$$r_{1,gr} = \sqrt[3]{\frac{24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 61,49 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{0,055 \cdot \left[10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]}} = 3,00 \text{ [m]}$$

Da es sich um einen Nachweis im Bauzustand handelt wird das Widerstandsmoment W ohne Abzug der Korrosionsreserve verwendet, d.h. die Berechnung erfolgt mit der Nennblechdicke von $t_N = 4,00 \text{ mm}$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf}} \geq 1,0$$

$$v_{\text{erf}} = \frac{r_{1,gr}}{r_1} \geq 1,0$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{r_{1,gr}}{r_1} = \frac{3,00}{1,87} = 1,60 \geq 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{1,0}{1,6} = 0,62 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.6 Grundbruch im Scheitelbereich

ARS 20/1997, Abs. 6.2.2.1

Biege­wider­stand des Rohres Δp_o

Die Ermittlung erfolgt nach (KLÖPPEL & GLOCK, 1970), Seite 174ff. Im Folgenden sind die entsprechenden, teilweise korrigierten Gleichungen in Kapitel 2.2.6 dieses Berichts angegeben.

$$\Delta p_o = \Delta p_1 + \Delta p_2$$

$$\Delta p_1 = \frac{\sigma_F \cdot W + \alpha_{1M} \cdot r_1^3}{\beta_{1M} \cdot r_1^2 + \beta_{1N} \cdot r_1 \cdot \frac{W}{A}}$$

$$\Delta p_1 = \frac{24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} + \left(-0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \cdot (1,87\text{m})^3}{0,0405 \cdot (1,87\text{m})^2 + 0,4595 \cdot 1,87\text{m} \cdot \frac{46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{35,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}}$$

$$\Delta p_1 = 64,75 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\Delta p_2 = \frac{\sigma_F \cdot W - \alpha_{2M} \cdot r_1^3 - \beta_{2M} \cdot \Delta p_1 \cdot r_1^2 - \beta_{2N} \cdot r_1 \cdot \Delta p_1 \cdot \frac{W}{A}}{\gamma_{2M} \cdot r_1^2 + \gamma_{2N} \cdot r_1 \cdot \frac{W}{A}}$$

$$\Delta p_2 = \frac{24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} - \left(0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \cdot (1,87\text{m})^3 - 0,022 \cdot 64,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (1,87\text{m})^2 - 0,522 \cdot 1,87\text{m} \cdot 64,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{35,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}}{0,041 \cdot (1,87\text{m})^2 + 0,541 \cdot 1,87\text{m} \cdot \frac{46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{35,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}}$$

$$\Delta p_2 = 19,84 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\Delta p_o = 64,75 + 19,84 = 84,59 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Grundbruchlast Δp_{ogr}

Ursprüngliche Ermittlung über Tafel 58, Seite 296 in (KLÖPPEL & GLOCK 1970). Die Ermittlung erfolgt hier alternativ unter Verwendung des Diagramms in Bild A 9.4.4 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009.

Eingangsgrößen:

$$h_{\bar{u}} = 1,07 \cdot r_1$$

$$\varphi'_k = 30^\circ$$

Bei Überschüttungen $h_{\bar{u}}/r_1 > 0,5$ wird i.d.R. der Grundbruchnachweis im Scheitel nicht maßgebend. Der Anwendungsbereich der Tafeln in

(KLÖPPEL & GLOCK 1970) und im Diagramm Bild A 9.4.4 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 endet bei $h_{\bar{u}}/r_1 \geq 0,5$. Entsprechend der in Abschnitt 2.2.6 dieses Berichts dargestellten Vorgehensweise erfolgt eine lineare Interpolation basierend auf den Stützstellen von $h_{\bar{u}} = \frac{1}{4} \cdot r_1$ und $h_{\bar{u}} = \frac{1}{2} \cdot r_1$ gemäß Diagramm Bild A 9.4.4. Dieses Vorgehen liegt für hohe Überdeckungen auf der sicheren Seite.

Grundbruchwiderstand für $h_{\bar{u}} = \frac{1}{4} \cdot r_1$, $\varphi'_k = 30^\circ$

$$\Delta p_{ogr,0,25} \approx 39 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Grundbruchwiderstand für $h_{\bar{u}} = \frac{1}{2} \cdot r_1$, $\varphi'_k = 30^\circ$

$$\Delta p_{ogr,0,5} \approx 92 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Interpolation für $h_{\bar{u}} = 1,07 \cdot r_1$, $\varphi'_k = 30^\circ$

$$\Delta p_{ogr} \approx 212,85 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Grundbruchwiderstand Δp_{otr}

$$p_{otr} = p_{ogr} + \Delta p_o = 84,59 + 212,85 = 297,44 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,0$$

Nachweis

Der Grundbruchnachweis wird gemäß Abschnitt 3.4.7 dieses Berichts geführt, in dem von dem Grundbruchwiderstand p_{otr} das Eigengewicht der Überdeckung abgezogen wird.

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{otr} - \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}}}{p_{ov}} = \frac{297,44 - 20 \cdot 2,0}{45} =$$

$$= 5,72 \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,0}{5,72} = 0,35 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.7 Grundbruch im Sohlbereich

ARS 20/1997, Abs. 6.2.2.2

A2.3.7.1 Allgemeines

Der Grundbruch im Sohlbereich ist nachzuweisen, wenn das Verhältnis $h/s < 0,7$ ist.

$$\frac{h}{s} = \frac{2,44}{3,70} = 0,66 < 0,7 \rightarrow \text{Nachweis erforderlich}$$

Nach dem alten Regelwerk wird explizit keine Angabe zur Vorgehensweise in der Nachweisführung gemacht. Aus diesem Grund werden die Grundbruchnachweis im Sohlbereich gemäß den Angaben im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 geführt. Im Sohlbereich sind folgende Nachweise zu führen:

- Grundbruch im Ulmenbereich
- Aufbruch der Sohle

A2.3.7.2 Grundbruch im Ulmenbereich

Die entsprechenden Gleichungen sind im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 enthalten bzw. in Abschnitt 2.2.7 in diesem Bericht aufgeführt.

Grundbruchwiderstand des Bodens p_{2Gr}

$$p_{2Gr} = c_B \cdot N_c + p_3 \cdot N_d + \gamma_{B,k} \cdot B \cdot N_B$$

mit

Kohäsion des Bodens im Ulmenbereich

$$c_B = 0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Wichte des Bodens im Ulmenbereich

$$\gamma_{B,k} = 20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Druckbeanspruchung im Sohlbereich

$$p_3 = \frac{p_1 \cdot r_1}{r_3} = \frac{p_s \cdot r_1}{r_3} = \frac{78,22 \cdot 1,87}{5,06} = 28,91 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Druckbeanspruchter Bereich

$$B = 1,15 \cdot r_2 = 1,15 \cdot 0,63 \text{ m} = 0,72 \text{ [m]}$$

Tragfähigkeitskennwerte gemäß Tabellenangaben (Tabelle A 9.4.2 im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 bzw. **Tab. 2** dieses Berichts) für $\varphi'_k = 30^\circ$

$$N_c = 77,19 \text{ [-]}$$

$$N_d = 45,47 \text{ [-]}$$

$$N_B = 10,00 \text{ [-]}$$

$$p_{2Gr} = 0,0 \cdot 77,19 + 28,91 \cdot 45,47 + 20 \cdot 0,72 \cdot 10,0 = 1.462,27 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Einwirkende Beanspruchung im Sohlbereich p_2

$$p_2 = \frac{p_1 \cdot r_1}{r_2} = \frac{p_s \cdot r_1}{r_2} = \frac{78,22 \cdot 1,87}{0,63} = 232,18 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,0$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{2Gr}}{p_2} = \frac{1.462,27}{232,18} = 6,30 \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,0}{6,30} = 0,32 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.7.3 Aufbruch der Sohle

Die entsprechenden Gleichungen sind in Abschnitt 2.2.7 in diesem Bericht aufgeführt. Die Gleichungen im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 sind fehlerhaft.

Bodenwiderstand p_{1C}

$$p_{1C,k} = 0,375 \cdot k \cdot \frac{r_1 \cdot r_2}{r_3}$$

mit

$$k = \frac{E_s}{2 \cdot r_1} \cdot \frac{1 + \frac{d_k}{d_s}}{1 + \frac{E_s \cdot d_k}{E_k \cdot d_s}}$$

und

r_1, r_2, r_3	Scheitel-, Eck-, und Bodenradius in [m]
E_s	Steifemodul der Ausgleichsschicht direkt unter der Sohle in [kN/m ²]
d_s	Schichtdicke der Ausgleichsschicht direkt unter der Sohle in [m]
E_k	Steifemodul des Bodens im Untergrund in [kN/m ²]

d_k Schichtdicke des Bodens im Untergrund in [m]

Es wird angenommen, dass keine separate Ausgleichsschicht unter der Sohle vorhanden ist. In diesem Fall ergibt sich k zu:

$$k = \frac{E_s}{2 \cdot r_1} = \frac{30.000}{2 \cdot 1,87} = 8.021,39 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$p_{1C,k} = 0,375 \cdot 8.021,39 \cdot \frac{1,87 \cdot 0,63}{5,06} = 700,35 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Maßgebende einwirkende Druckbeanspruchung p_1

$$p_1 = p_s = 78,22 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,0$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{1C,k}}{p_1} = \frac{700,35}{78,22} = 8,95 \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,0}{8,95} = 0,22 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.3.8 Zusammenstellung der Ausnutzungsgrade η

Grenzzustand / Nachweis	Ausnutzungsgrad η [-]
Durchschlagen Bauwerksscheitel	0,57
Bruch Schraubenverbindung	0,82
Biegebruch beim Hinterfüllen	0,62
Grundbruchnachweis im Scheitel	0,35
Grundbruchnachweis im Ulmenbereich	0,32
Aufbruch der Sohle	0,22

Tab. A1. Zusammenstellung der Ausnutzungsgrade Nachweis Variante „Alt“ (altes Regelwerk & alte Einwirkungen)

A2.4 Berechnungsvariante „AN“ (altes Regelwerk & neue charakteristische Einwirkungen ohne Schwingbeiwert)

A2.4.1 Geltungsbereiche

Siehe Anhang A2.3.1.

A2.4.2 Einwirkungen / Belastung

Für die Berechnungsvariante „AN“ werden die neuen charakteristischen Einwirkungen nach ZTV-ING Teil 9-4 ohne den Schwingbeiwert ϕ verwendet. Hierdurch sollen unter Beibehaltung der Nachweisführung (altes Regelwerk) die Auswirkungen der Anpassung der veränderlichen Verkehrslast $p_{ov,k}$ dargestellt werden.

Ständige Last

$$p_B = \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}} = 20 \cdot 2,0 = 40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Verkehrslast:

ZTV-ING Teil 9-4, Kapitel 4.2.2

$$p_{ov} = p_{ov,k} = 65 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Verkehrslast am Bauwerksscheitel infolge Lastausbreitung

$$p_{v,k} = p_{ov,k} \cdot \frac{3m}{3m + 2 \cdot (h_{\bar{u}} - 0,2m) \cdot \tan(30^\circ)} = 38,40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Art der Überschüttung

$$p_B \leq p_{ov} \rightarrow \text{geringe Überschüttung}$$

Schwingbeiwert nach DIN 1072:1985, Abs. 3.3.4

→ entfällt

Scheiteldruck

$$p_{s,k} = 1,1 \cdot (p_B + p_v)$$

$$p_{s,k} = 1,1 \cdot (40 + 38,40) = 86,24 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

4.3 Durchschlagen des Bauwerksscheitels

ARS 20/1997, Abs. 6.2.1

Durchschlagslast p_{SD}

Siehe Anhang A2.3.3.

$$p_{SD} = 342,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$h/s = 2,44/3,7 = 0,66$$

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,5$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{SD}}{p_{s,k}} = \frac{342,2}{86,24} = 3,97 \geq 2,5 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,5}{3,97} = 0,63 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.4.4 Bruch der Schraubenverbindung

ARS 20/1997, Abs. 6.2.3

Kritische Normalkraft $N_{D,II}$

Siehe Anhang A2.3.4.

$$R_{II} = 2,80 \text{ [m]}$$

$$N_{D,II} = p_{s,k} \cdot R_{II} = 86,24 \cdot 2,8 = 241,4 \text{ [kN/m]}$$

Traglast der Schraubenverbindung

Siehe Anhang A2, Kapitel 3.4.

$$D_{\text{Trag}} = 672,5 \text{ kN/m}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,5$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{D_{\text{Trag}}}{N_{D,II}} = \frac{672,5}{241,4} = 2,78 \geq 2,5 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,5}{2,78} = 0,90 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.4.5 Biegebruch beim Hinterfüllen

ARS 20/1997, Abs. 6.2.4

Ermittlung der Grenzspannweite $r_{1,gr}$

Siehe Anhang A2.3.5.

$$r_{1,gr} = 3,00 \text{ [m]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf}} \geq 1,0$$

$$v_{\text{erf}} = \frac{r_{1,gr}}{r_1} \geq 1,0$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{r_{1,gr}}{r_1} = \frac{3,00}{1,87} = 1,60 \geq 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{1,0}{1,6} = 0,62 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.4.6 Grundbruch im Scheitelbereich

ARS 20/1997, Abs. 6.2.2.1

Grundbruchwiderstand Δp_{otr}

Siehe Anhang A2.3.6.

$$p_{otr} = 297,44 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,0$$

Nachweis

Der Grundbruchnachweis wird gemäß Abschnitt 3.4.7 dieses Berichts geführt, in dem von dem Grundbruchwiderstand p_{otr} das Eigengewicht der Überdeckung abgezogen wird.

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{otr} - \gamma_{B,k} \cdot h_{\ddot{u}}}{p_{ov,k}} = \frac{297,44 - 20 \cdot 2,0}{65} = 3,96$$

$$v_{\text{vorh}} \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,0}{3,96} = 0,51 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.4.7 Grundbruch im Sohlbereich

ARS 20/1997, Abs. 6.2.2.2

A2.4.7.1 Grundbruch im Ulmenbereich

Siehe Anhang A2.3.7.2.

Grundbruchwiderstand des Bodens p_{2Gr}

$$p_{2Gr,k} = c_B \cdot N_c + p_3 \cdot N_d + \gamma_{Bk} \cdot B \cdot N_B$$

mit

Kohäsion des Bodens im Ulmenbereich

$$c_B = 0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Wichte des Bodens im Ulmenbereich

$$\gamma_{B,k} = 20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Druckbeanspruchung im Sohlbereich

$$p_3 = \frac{p_1 \cdot r_1}{r_3} = \frac{p_{s,k} \cdot r_1}{r_3} = \frac{86,24 \cdot 1,87}{5,06} = 31,87 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Druckbeanspruchter Bereich

$$B = 1,15 \cdot r_2 = 1,15 \cdot 0,63 \text{ m} = 0,72 \text{ [m]}$$

Tragfähigkeitskennwerte gemäß Tabellenangaben (Tabelle A 9.4.2 im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 bzw. **Tab. 2** dieses Berichts) für $\varphi'_k = 30^\circ$

$$N_c = 77,19 \text{ [-]}$$

$$N_d = 45,47 \text{ [-]}$$

$$N_B = 10,00 \text{ [-]}$$

$$p_{2Gr,k} = 0,0 \cdot 77,19 + 31,87 \cdot 45,47 + 20 \cdot 0,72 \cdot 10,0 = 1.597,23 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Einwirkende Beanspruchung im Sohlbereich p_2

$$p_2 = \frac{p_1 \cdot r_1}{r_2} = \frac{p_{s,k} \cdot r_1}{r_2} = \frac{86,24 \cdot 1,87}{0,63} = 255,97 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,0$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{2Gr,k}}{p_2} = \frac{1.597,23}{255,97} = 6,24 \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,0}{6,24} = 0,32 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.4.7.3 Aufbruch der Sohle

Siehe Anhang A2.3.7.3.

Bodenwiderstand p_{1C}

$$p_{1C,k} = 700,35 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Maßgebende einwirkende Druckbeanspruchung p_1

$$p_1 = p_{s,k} = 86,24 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Erforderliche Sicherheit

$$v_{\text{erf,Global}} \geq 2,0$$

Nachweis

Vorhandene Sicherheit

$$v_{\text{vorh}} = \frac{p_{1C,k}}{p_1} = \frac{700,35}{86,24} = 8,12 \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

Vorhandener Ausnutzungsgrad

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{v_{\text{erf,Global}}}{v_{\text{vorh}}} = \frac{2,0}{8,12} = 0,25 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.4.8 Zusammenstellung der Ausnutzungsgrade η

Grenzstand / Nachweis	Ausnutzungsgrad η [-]
Durchschlagen Bauwerksscheitel	0,63
Bruch Schraubenverbindung	0,90
Biegebruch beim Hinterfüllen	0,62
Grundbruchnachweis im Scheitel	0,51
Grundbruchnachweis im Ulmenbereich	0,32
Aufbruch der Sohle	0,25

Tab. A2. Zusammenstellung der Ausnutzungsgrade Nachweis Variante „AN“ (altes Regelwerk & neue charakteristische Einwirkungen ohne Schwingbeiwert)

A2.5 Berechnungsvariante „Neu“ (neues Regelwerk & neue Einwirkungen)

A2.5.1 Geltungsbereiche

Spannweite: $s = 3,7$ [m]
 $s \leq 10,0$ [m] \rightarrow i. O.

Überdeckung: $h_{\bar{u}} = 2,0$ [m]
 $h_{\bar{u}} \leq 20$ [m] \rightarrow i. O.

Steifigkeitsverhältnis:

$$\frac{EI}{k \cdot r_1^4} = 0,0029 \leq 0,05 \text{ [-]} \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.5.2 Einwirkungen / Belastung

ZTV-ING Teil 9-4, Abschnitt 4

Ständige Einwirkung

Auflast aus der Überschüttung:

$$p_{B,k} = \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}} = 20 \cdot 2,0 = 40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Teilsicherheitsbeiwert

$$\gamma_G = 1,35 \text{ [-]}$$

Veränderliche Einwirkung

Verkehrslast:

$$p_{ov,k} = 65 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Teilsicherheitsbeiwert

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ [-]}$$

Verkehrslast am Bauwerksscheitel infolge Lastausbreitung

$$p_{v,k} = p_{ov,k} \cdot \frac{3m}{3m + 2 \cdot (h_{\bar{u}} - 0,2m) \cdot \tan(30^\circ)} =$$

$$= 38,40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Art der Überschüttung

$p_{B,k} \leq p_{ov,k} \rightarrow$ geringe Überschüttung

Scheiteldruck

$$p_{s,k} = 1,1 \cdot (p_{B,k} + p_{v,k})$$

$$p_{s,k} = 1,1 \cdot (40 + 38,40) = 86,24 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$p_{s,d} = 1,1 \cdot (\gamma_G \cdot p_{B,k} + \gamma_Q \cdot p_{v,k})$$

$$p_{s,d} = 1,1 \cdot (1,35 \cdot 40 + 1,50 \cdot 38,40) = 122,76 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

A2.5.3 Durchschlagen des Bauwerksscheitels

ZTV-ING Teil 9-4, Abschnitt 5.2.2

Durchschlagslast $p_{SD,k}$

Siehe Anhang A2.3.3.

$$p_{SD,k} = 342,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nachweis

$$\frac{p_{SD,k}}{\gamma_{M,Ed}} \geq p_{s,d} = 0,63 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

mit

$$\gamma_{M,Ep} = 1,40$$

$$\frac{342,2}{1,4} = 244,43 \geq 122,76 \rightarrow \text{i. O.}$$

Ausnutzungsgrad

$$\eta = \frac{p_{s,d}}{p_{SD,k} / \gamma_{M,Ep}} = \frac{122,76}{342,2 / 1,4} = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.5.4 Bruch der Schraubenverbindung

ZTV-ING Teil 9-4, Abschnitt 5.2.4

Bemessungskraft $N_{d,k}$

Die Ermittlung erfolgt unter Verwendung des Diagramms in Bild A 9.4.7 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009.

$$R^{\parallel} = \frac{N_{D,k}}{\rho_{SD,k}}$$

Ermittlung von $N_{D,k}$ mittels Bild A 9.4.7:

Eingangsgröße:

$$\frac{EI}{k \cdot r_1^4} \cong 0,0029 \text{ [-]}$$

→ Tafelwert für Maulprofil mit $\psi_B = 1,57$:

$$\frac{N_{D,k}}{k \cdot r_1^4} = 0,034 \text{ [-]}$$

$$N_{D,k} = 0,034 \cdot k \cdot r_1^4 = 956 \text{ [kN/m]}$$

$$R^{\parallel} = \frac{N_{D,k}}{\rho_{SD,k}} = \frac{956}{342,2} = 2,80 \text{ [m]}$$

$$N_d = \rho_{S,d} \cdot R^{\parallel} = 122,76 \cdot 2,80 = 343,7 \text{ [kN/m]}$$

Traglast der Schraubenverbindung $N_{R,k}$

Siehe Anhang A2.3.4.

$$N_{R,k} = D_{\text{Trag}} = 672,5 \text{ [kN/m]}$$

Nachweis

$$\frac{N_{R,k}}{\gamma_M} \geq N_d$$

mit

$$\gamma_M = 1,70$$

$$\frac{672,5}{1,7} = 395,6 \geq 343,7 \rightarrow \text{i. O.}$$

Ausnutzungsgrad η

$$\eta = \frac{N_d}{N_{R,k} / \gamma_M} = \frac{343,7}{672,5 / 1,7} = 0,87 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.5.5 Biegebruch beim Hinterfüllen

ZTV-ING Teil 9-4, Abschnitt 5.2.5

Geltungsbereich

Abstand zwischen Bauwerkswandung und Böschungsoberfläche bzw. Verbau:

$$a \geq h/3$$

Im vorliegenden Fall wird angenommen, dass diese Bedingung eingehalten ist, d.h.

$$a \geq 2,44/3 = 0,81 \text{ [m]}$$

Einwirkendes Biegemoment

Maulprofil

$$M_H = 0,42 \cdot r_1^3 = 0,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1,87\text{m})^3 = 274,7 \text{ [kN}\cdot\text{cm/m]}$$

Plastisches Moment des Profilquerschnitts

$$M_{pl} = 1,24 \cdot f_{y,k} \cdot W_{el}$$

mit $W_{el} = W(t_N)$ (elastisches Widerstandsmoment des Profilquerschnitts unter Annahme der nominalen Wanddicke, d.h. ohne Berücksichtigung der Korrosionsreserve)

$$M_{pl} = 1,24 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 61,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1.791,8 \text{ [kN}\cdot\text{cm/m]}$$

Nachweis

$$M_H \cdot \gamma_F \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_M}$$

mit

$$\gamma_F = 1,35$$

$$\gamma_M = 1,10$$

$$274,7 \cdot 1,35 \leq \frac{1.791,8}{1,1}$$

$$370,8 \leq 1.628,9 \rightarrow \text{i. O.}$$

Ausnutzungsgrad η

$$\eta = \frac{M_H \cdot \gamma_F}{M_{pl} / \gamma_M} = \frac{274,7 \cdot 1,35}{1.791,8 / 1,1} = 0,23 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.5.6 Grundbruch im Scheitelbereich

ZTV-ING Teil 9-4, Abschnitt 5.2.3.1

Anwendungsgrenze

Der Nachweis ist lediglich bei einem Verhältnis von $h_{\bar{u}}/r_1 < 0,5$ zu führen.

$$\frac{h_{\bar{u}}}{r_1} = \frac{2,0}{1,87} = 1,07 \geq 0,5 \rightarrow \text{i. O.}$$

Formal wäre im vorliegenden Fall kein Grundbruchnachweis im Scheitel zu führen. Der Vollständigkeit halber wird an dieser Stelle der Grundbruchnachweis im Scheitel dennoch geführt.

Biegesteifigkeit des Rohres $\Delta p_{o,k}$

Die Ermittlung erfolgt nach (KLÖPPEL & GLOCK 1970), Seite 174ff. Alternativ hierzu sind die entsprechenden, teilweise korrigierten Gleichungen in Abschnitt 2.2.6 dieses Berichts angegeben.

Die Ermittlung kann auch unter Verwendung des Diagramms in Bild A 9.4.6 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 erfolgen. Das Diagramm basiert auf einer Auswertung nachfolgender Formeln.

$$\Delta p_{o,k} = \Delta p_1 + \Delta p_2$$

$$\Delta p_1 = \frac{f_{y,k} \cdot W + \alpha_{2M} \cdot r_1^3}{\beta_{1M} \cdot r_1^2 + \beta_{1N} \cdot r_1} \cdot \frac{W}{A}$$

$$\Delta p_1 = \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} + \left(-0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \cdot (1,87\text{m})^3}{0,0405 \cdot (1,87\text{m})^2 + 0,4595 \cdot 1,87\text{m}} \cdot \frac{46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{35,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

$$\Delta p_1 = 63,22 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\Delta p_2 = \frac{f_{y,k} \cdot W - \alpha_{2M} \cdot r_1^3 - \beta_{2M} \cdot \Delta p_1 \cdot r_1^2 - \beta_{2N} \cdot r_1 \cdot \Delta p_1}{\gamma_{2M} \cdot r_1^2 + \gamma_{2N} \cdot r_1} \cdot \frac{W}{A}$$

$$\Delta p_2 = \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} - \left(0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \cdot (1,87\text{m})^3 - 0,022 \cdot 64,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (1,87\text{m})^2 - 0,522 \cdot 1,87\text{m} \cdot 64,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{35,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}}{0,041 \cdot (1,87\text{m})^2 + 0,541 \cdot 1,87\text{m}} \cdot \frac{46,7 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}}{35,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

$$\Delta p_2 = 19,22 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\Delta p_{o,k} = 63,22 + 19,22 = 84,44 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Grundbruchlast $\Delta p_{ogr,k}$

Die Ermittlung erfolgt unter Verwendung des Diagramms in Bild A 9.4.4 gemäß Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009.

Siehe Anhang A2.3.6.

$$\Delta p_{og,kr} \approx 212,85 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Grundbruchwiderstand $\Delta p_{otr,k}$

$$\begin{aligned} p_{otr,k} &= p_{ogr,k} + \Delta p_{o,k} = 84,44 + 212,85 = \\ &= 297,29 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

Nachweis

$$\frac{p_{otr,k} - \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}}}{\gamma_{M,Gr}} \geq \gamma_Q \cdot p_{ov,k} = 3,96 \geq 2,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

mit

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\gamma_{M,Gr} = 1,40$$

$$\frac{297,29 - 20 \cdot 2,0}{1,4} \geq 1,5 \cdot 65$$

$$183,8 \leq 97,5 \rightarrow \text{i. O.}$$

Ausnutzungsgrad η

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{\gamma_Q \cdot p_{ov,k}}{(p_{otr,k} - \gamma_{B,k} \cdot h_{\bar{u}}) / \gamma_{M,Gr}} = \frac{1,5 \cdot 65}{(297,29 - 20 \cdot 2,0) / 1,4} = \\ &= 0,53 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.} \end{aligned}$$

A2.5.7 Grundbruch im Sohlbereich

ZTV-ING Teil 9-4, Abschnitt 5.2.3.2

A2.5.7.1 Allgemeines

Der Grundbruch im Sohlbereich ist nachzuweisen, wenn das Verhältnis $h/s < 0,7$ ist.

$$\frac{h}{s} = \frac{2,44}{3,70} = 0,66 < 0,7 \rightarrow \text{Nachweis erforderlich}$$

Im Sohlbereich sind folgende Nachweise zu führen:

- Grundbruch im Ulmenbereich
- Aufbruch der Sohle

A2.5.7.2 Grundbruch im Ulmenbereich

Die entsprechenden Gleichungen sind im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 enthalten bzw. in Abschnitt 2.2.7 in diesem Bericht aufgeführt.

Maßgebende Bodenbeanspruchung im Sohlbereich $p_{2,d}$

$$p_{2,d} = p_{s,d} \cdot \frac{r_1}{r_2} = 122,76 \cdot \frac{1,87}{0,63} = 364,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Grundbruchwiderstand des Bodens $p_{2Gr,k}$

$$p_{2Gr,k} = c_B \cdot N_c + p_3 \cdot N_d + \gamma_{B,k} \cdot B \cdot N_B$$

mit

Kohäsion des Bodens im Ulmenbereich

$$c_B = 0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Wichte des Bodens im Ulmenbereich

$$\gamma_{B,k} = 20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Druckbeanspruchung im Sohlbereich

$$p_{3,k} = \frac{p_{1,k} \cdot r_1}{r_3} = \frac{p_{s,k} \cdot r_1}{r_3} = \frac{86,24 \cdot 1,87}{5,06} = 31,87 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Druckbeanspruchter Bereich

$$B = 1,15 \cdot r_2 = 1,15 \cdot 0,63 \text{ m} = 0,72 \text{ [m]}$$

Tragfähigkeitskennwerte gemäß Tabellenangaben (Tabelle A 9.4.2 im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 bzw. **Tab. 2** dieses Berichts) für $\varphi'_k = 30^\circ$

$$N_c = 77,19 \text{ [-]}$$

$$N_d = 45,47 \text{ [-]}$$

$$N_B = 10,00 \text{ [-]}$$

$$p_{2Gr,k} = 0,0 \cdot 77,19 + 31,87 \cdot 45,47 + 20 \cdot 0,72 \cdot 10,0 = 1.597,23 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nachweis

$$\frac{p_{2Gr,k}}{\gamma_{Gr}} \geq p_{2,d}$$

mit

$$\gamma_{Gr} = 1,40$$

$$\frac{1.597,23}{1,4} = 1.140,9 \geq 364,4 \rightarrow \text{i. O.}$$

Ausnutzungsgrad η

$$\eta = \frac{p_{2,d}}{p_{2Gr,k} / \gamma_{Gr}} = \frac{364,4}{1.597,23 / 1,4} = 0,32 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.5.7.3 Aufbruch der Sohle

Die entsprechenden Gleichungen sind in Abschnitt 2.2.7 in diesem Bericht aufgeführt. Die Gleichungen im Entwurf Anhang zu ZTV-ING Teil 9-4 vom 28.10.2009 sind fehlerhaft.

Bodenwiderstand $p_{1C,k}$

Siehe Anhang A2.3.7.3

$$p_{1C,k} = 700,35 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Maßgebende Einwirkung $p_{s,d}$

$$p_{s,d} = 122,76 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nachweis

$$\frac{p_{1C,k}}{\gamma_{Gr}} \geq p_{s,d}$$

mit

$$\gamma_{Gr} = 1,40$$

$$\frac{700,35}{1,4} = 500,25 \geq 122,76 \rightarrow \text{i. O.}$$

Ausnutzungsgrad η

$$\eta = \frac{p_{s,d}}{p_{1C,k} / \gamma_{Gr}} = \frac{122,76}{700,35 / 1,4} = 0,25 < 1,0 \rightarrow \text{i. O.}$$

A2.5.8 Zusammenstellung der Ausnutzungsgrade η

Grenzzustand / Nachweis	Ausnutzungsgrad η [-]
Durchschlagen Bauwerksscheitel	0,50
Bruch Schraubenverbindung	0,87
Biegebruch beim Hinterfüllen	0,23
Grundbruchnachweis im Scheitel	0,53
Grundbruchnachweis im Ulmenbereich	0,32
Aufbruch der Sohle	0,25

Tab. A3. Zusammenstellung der Ausnutzungsgrade Nachweis Variante „Neu“ (neues Regelwerk & neue Einwirkungen)

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

1999

B 18: Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmetho-
den für Betonbrücken
Krieger, Krause, Wiggenhauser € 16,50

B 19: Untersuchung von unbelasteten und künstlich belasteten
Beschichtungen
Schröder € 11,00

B 20: Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl
Eilers, Ritter € 12,50

B 21: Windlasten für Brücken nach ENV 1991-3
Krieger € 10,50

2000

B 22: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken
Haardt € 11,50

B 23: Bewertung und Oberflächenvorbereitung schwieriger Un-
tergründe
Schröder, Sczyslo € 11,00

B 24: Erarbeitung einer ZTV für reaktionsharzgebundene Dünn-
beläge auf Stahl
Eilers, Stoll € 11,00

B 25: Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von
Brücken- und Ingenieurbauwerken
Haardt € 12,50

B 26: Einsatzmöglichkeiten von Kletterrobotern bei der Bauwerk-
sprüfung
Krieger, Rath, Berthold € 10,50

B 27: Dynamische Untersuchungen an reaktionsharzgebunde-
nen Dünnbelägen
Eilers, Ritter, Stoll € 11,00

2001

B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen
Dünnbelägen auf Stahl
Eilers € 11,00

B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbo-
natisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Quaas € 12,00

B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elu-
tionsarme Spritzbetone
Heimbecher € 11,00

B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelä-
gen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST
Eilers, Stoll € 10,50

B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitäts-
kategorien aus Massenverlusten
Schröder € 11,50

B 33: Bewehrung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen
Fahrbahnplatten
Eilers, Sczyslo € 17,00

B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahn-
beläge auf einem D-Brücken-Gerät
Eilers, Ritter € 13,00

2002

B 35: Bewehrung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50

B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00

B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00

B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Tal-
brücke Haiger
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00

B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti
von Weschpfennig € 11,50

B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahr-
bahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Kuchler, Quaas € 12,50

B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städig, Krocker € 12,00

B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das
deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50

B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50

B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken
aus wetterfesten Stählen
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brük-
kenseilen und -kabeln
Hemmert-Halswick € 13,00

2004

B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im
Tunnelbau
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von
Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann,
Wiggenhauser € 15,00

B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung
von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50

B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für
das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50

B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hy-
drophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haft-
festigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staeck € 14,50

B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrplattentafeln aus Beton mit Belagsaufbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-kategorie XF2
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel
Sistenich € 14,50

2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung – Bewehrung
Schröder € 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten
Schröder, Staack € 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff
Eilers € 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückendecke der Expositions-kategorie XF4
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50

B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln
Blosfeld € 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50

B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50

B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

2010

B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau
Kuhlmann, Euler € 22,50

B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen
Weschpfennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk
Müller € 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Euro-codes

Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“

Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“

Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“

Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.