

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Schweiger, Helmut F.

Numerik in der geotechnischen Nachweisführung

BAWMitteilungen

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/104394>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Schweiger, Helmut F. (2017): Numerik in der geotechnischen Nachweisführung. In: BAWMitteilungen 101. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 89-97.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Numerik in der geotechnischen Nachweisführung

Numerical Methods in Geotechnical Design

Prof. Dr.-Ing. Helmut F. Schweiger, Institut für Bodenmechanik und Grundbau,
Technische Universität Graz

Der Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit mittels numerischer Methoden ist weitgehend akzeptiert. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird jedoch meist mit konventionellen Methoden geführt, wobei zunehmend auch numerische Verfahren zur Anwendung kommen. In dem Beitrag wird anhand von Beispielen gezeigt, dass EC7 konforme Nachweise mit numerischen Methoden geführt werden können, wobei unterschiedliche Aspekte angesprochen werden. Am Beispiel „Böschungstabilität“ werden die Vorzüge der Numerik gegenüber Lamellenverfahren aufgezeigt, am Beispiel „Baugrube“ wird auf den Einfluss des Nachweisverfahrens eingegangen und am Beispiel „Oberflächennaher Tunnel“ wird eine Möglichkeit gezeigt, einen impliziten Nachweis unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens von Strukturelementen (in diesem Fall der Spritzbetonschale) zu führen.

The use of numerical methods in serviceability limit state design is widely accepted. By contrast, ultimate limit state design is generally performed using conventional methods although the use of numerical methods is increasing. This paper shows by means of examples that ULS-design in accordance with EC7 can be performed with numerical methods, whereas various aspects are being considered. The advantages of numerical methods compared with the methods of slices are demonstrated by means of slope stability analyses, while the influence of the design approach is considered through the example of a deep excavation and the example of a shallow tunnel is used to illustrate a way of performing an implicit design check taking into account the non-linear material behaviour of structural elements (sprayed concrete lining in this case).

1 Einleitung *Introduction*

In der derzeit gültigen Fassung des EC7 sind für den ULS-Nachweis (Ultimate Limit State) drei Nachweisverfahren definiert, die sich in der Anwendung der Teilsicherheitsfaktoren auf Einwirkungen, Widerstände und Bodenkennwerte unterscheiden. In den nationalen Anwendungsdokumenten ist festgelegt, welches Nachweisverfahren für die unterschiedlichen Aufgabenstellungen (Böschungen, Baugruben, Pfahlgründung usw.) zur Anwendung kommt. Für die Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen wird im Allgemeinen das Nachweisverfahren 3 angewendet, bei anderen Bauaufgaben, wie z. B. Baugruben, gibt es Unterschiede in den einzelnen Anwendungsdokumenten. Tunnelbauwerke werden im EC7 nicht behandelt, in der Praxis wird die Anwendbarkeit des EC7, zumindest für oberflächennahe Tunnel, jedoch durchaus thematisiert. Inwieweit die definierten Nachweisverfahren auch in Zusammenhang mit numerischen Verfahren, wie z. B. der Finite-Elemente-Methode, anzuwenden sind, und wenn ja, in welcher Form, ist in den meisten nationalen Anwendungsdokumenten nicht explizit geregelt und wird europaweit diskutiert. In der Literatur sind einige Ansätze und Beispiele beschrieben, eine einheitliche Regelung gibt es jedoch (noch) nicht (z. B. Bauduin et al., 2000; Schweiger, 2010; Simpson, 2000; Simpson, 2007; Simpson und Junaideen, 2013; Schweiger, 2014; Wolffersdorff und Henke, 2016). In diesem Beitrag soll aufgezeigt werden, dass numerische Methoden auf unterschiedliche Weise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit EC7-konform angewendet werden können.

2 Standsicherheit von Böschungen *Slope stability analysis*

In der geotechnischen Praxis werden zur Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen, Hängen und Dämmen vorwiegend Grenzgleichgewichtsmethoden, wie etwa Lamellenverfahren (z. B. Bishop, 1955; Morgenstern und Price, 1965), angewendet. Diese Verfahren sind in den Regelwerken verankert und es liegen jahrzehntelange Erfahrungen mit diesen Verfahren und den damit verbundenen, für verschiedene Bemessungssituationen definierten, (globalen) Sicherheitsfaktoren vor. Mit dem EC7 wurde das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt, wobei in den meisten Fällen die Teilsicherheitsfaktoren so gewählt wurden, dass ähnliche Ergebnisse wie nach dem globalen Sicherheitskonzept erhalten werden. Im Allgemeinen kommt zur Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen das Nachweisverfahren 3 (Teilsicherheitsbeiwerte auf Festigkeitsparameter des Bodens) zur Anwendung. Als Alternative zu Lamellenverfahren bieten sich numerische Verfahren wie die Finite Elemente Methode an, wobei zwei Formulierungen unterschieden werden können. Zum Ersten Formulierungen auf Basis von Verschiebungsansätzen (klassische Formulierung der in der Geotechnik verwendeten Programmsysteme), und zum Zweiten Formulierungen, die auf den Schrankentheoremen der Plastizitätstheorie aufgebaut sind und somit unter den dort vorausgesetzten Annahmen rigorose Lösungen ergeben. Auf diese Methode wird an dieser Stelle nicht eingegangen, sie ist z. B. in Sloan (2013) ausführlich beschrieben und es konnte gezeigt werden, dass beide FE-Methoden zu nahezu identen Sicherheitsfaktoren für Böschungen führen (Tschuchnigg et al., 2015a), vorausgesetzt es werden ein entsprechend feines finite Elemente Netz und stringente Abbruchkriterien verwendet. In der „klassischen“ FE-Formulierung wird der Sicherheitsfaktor auf folgende Weise ermittelt: Ausgehend von einer Berechnung mit charakteristischen Scherparametern werden diese solange abgemindert, bis rechnerisch kein Gleichgewicht mehr erzielt wird (z. B. Brinkgreve und Bakker, 1991). Die Anwendung ist nur für ideal plastische Bruchkriterien geeignet. Ebenso ist bei Vorliegen undrainierter Bedingungen Vorsicht geboten.

Der Sicherheitsfaktor (SF) wird definiert als

$$SF_{fe} = \frac{\tan \varphi'_{char.}}{\tan \varphi'_{Versagen}} = \frac{c'_{char.}}{c'_{Versagen}} \quad (1)$$

Die so ermittelten Sicherheitsfaktoren sind im Allgemeinen gut mit den aus Lamellenverfahren ermittelten vergleichbar (z. B. Cheng et al., 2007). Unter gewissen Voraussetzungen können sich jedoch auch beträchtliche Unterschiede ergeben. Dies soll an einer kleinen Parameterstudie verdeutlicht werden. Betrachtet wird eine homogene Böschung, wobei Böschungsneigungen α_s von 25°, 30°, 35° und 40° untersucht werden (Bild 1). Für diese Studie wird generell eine effektive Kohäsion von 5 kPa angesetzt, um die Ausbildung sehr oberflächennaher Versagensmechanismen zu vermeiden. Der Reibungswinkel wird variiert, es wird das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium angewendet. Die Berechnung mit Lamellenverfahren erfolgt nach Morgenstern und Price (1965).

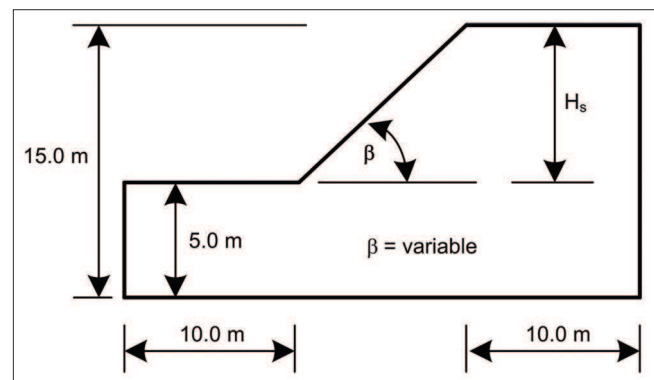


Bild 1: Böschungsgeometrie für Vergleich mit Lamellenverfahren (LEA)

Figure 1: Slope geometry for comparison with the slice method

Folgende Schlussfolgerungen können aus den in Tabelle 1 zusammengestellten Ergebnissen gezogen werden: Lamellenverfahren und die FE-Methode ergeben, unter Anwendung einer assoziierter Fließregel, sehr ähnliche Sicherheitsfaktoren. Wird jedoch eine nicht assoziierte Fließregel ($\psi = 0$) vorausgesetzt, so ergeben sich zum Teil erhebliche Unterschiede, wobei die Lamellenverfahren höhere, d. h. auf der unsicheren Seite liegende, Werte ergeben. Erwartungsgemäß steigt der Unterschied mit steigendem Reibungswinkel. In einigen Fällen würde zum Beispiel mit Lamellenverfahren eine Sicherheit $> 1,0$ ermittelt, während in den FE-Berechnungen Werte $< 1,0$ und damit Versagen prognostiziert wird. Auch für „stabile“ Verhältnisse können die Unterschiede entscheidend sein, z. B. bei einer Böschungsneigung von $\alpha_s = 30^\circ$ und einem Reibungswinkel φ' von ebenfalls 30° ($c = 5$ kPa) ist der Unterschied von 1,27 zu 1,17 keineswegs vernachlässigbar. Im Falle

α_s [°]	ϕ' [°]	Sicherheitsfaktor SF		
		LEA	SRFEA ($\phi' = \psi'$)	SRFEA ($\psi' = 0$)
25	22,5	1,14	1,14	1,09
	25	1,27	1,26	1,22
	30	1,53	1,52	1,46
	35	1,81	1,80	1,72
α_s [°]	ϕ' [°]			
30	25	1,06	1,06	0,97
	30	1,27	1,27	1,17
	35	1,50	1,50	1,37
	40	1,76	1,75	1,63
α_s [°]	ϕ' [°]			
35	30	1,08	1,08	0,96
	35	1,28	1,27	1,13
	40	1,45	1,49	1,33
α_s [°]	ϕ' [°]			
40	35	1,10	1,10	0,94
	40	1,28	1,29	1,08
	45	1,49	1,49	1,23

Tabelle 1: Errechnete Sicherheitsfaktoren: Vergleich Lamellenverfahren – FE-Methode

Table 1: Calculated safety factors: comparison of methods of slices and FE method

sehr steiler Böschungen $\alpha_s = 40^\circ$ ergeben sich ebenfalls signifikante Unterschiede, z. B. 1,28 zu 1,08 für $\phi' = 40^\circ$. Es muss an dieser Stelle betont werden, dass die Annahme von $\psi = 0$ für den Dilatanzwinkel für höhere Reibungswinkel ($> 35^\circ$) als konservativ anzusehen ist und eine Annahme $\psi \neq 0$ die Unterschiede etwas reduzieren würde (Tschuchnigg et al., 2015b). Die generelle Tendenz bleibt jedoch bestehen. Da in Tschuchnigg et al. (2015a) gezeigt wurde, dass die Festigkeitsreduktionsmethode nahezu idente Lösungen zu rigorosen Methoden, die auf Kollapstheoremen beruhen, liefern, kann der Schluss gezogen werden, dass die FE-Methode eine realistische Aussage über die Standsicherheit von Böschungen ermöglicht (siehe auch Schweiger und Tschuchnigg, 2016).

Die Vorteile gegenüber Lamellenverfahren können wie folgt zusammengefasst werden:

- Das Modell, welches zur Beurteilung der Verformungen des Gebrauchszustandes erstellt wurde, kann verwendet werden.

- Geometrisch komplexe Problemstellungen können abgebildet werden.
- Der Versagensmechanismus ist ein Ergebnis der Berechnung und muss nicht vorgegeben werden.
- Strukturelemente können ggf. in einer konsistenten Weise berücksichtigt werden.

Zum letzten Punkt muss an dieser Stelle jedoch betont werden, dass durchaus noch Diskussionsbedarf besteht, in welcher Form dies geschehen soll.

3 Baugrube *Deep excavation*

Als zweites Beispiel wird eine vierfach gestützte Baugrube betrachtet und es werden Bemessungsbiegemomente, die sich nach den Nachweisverfahren 2* und 3 für dieses Beispiel ergeben, verglichen. Die Geometrie und das Bodenprofil folgen aus Bild 2, der Aushub erfolgt in vier Berechnungsschritten mit jeweils voraus-eilender Grundwasserabsenkung. Da es sich um zum Teil wenig durchlässige Bodenschichten handelt wird eine mechanisch-hydraulisch gekoppelte Analyse durchgeführt, d. h. es werden den einzelnen Bauphasen entsprechend dem geplanten Baufortschritt Konsolidierungszeiten zugeordnet. Als Materialmodell für den Boden wird das im Programmsystem Plaxis implementierte Hardening Soil Small Modell (Brinkgreve et al.,

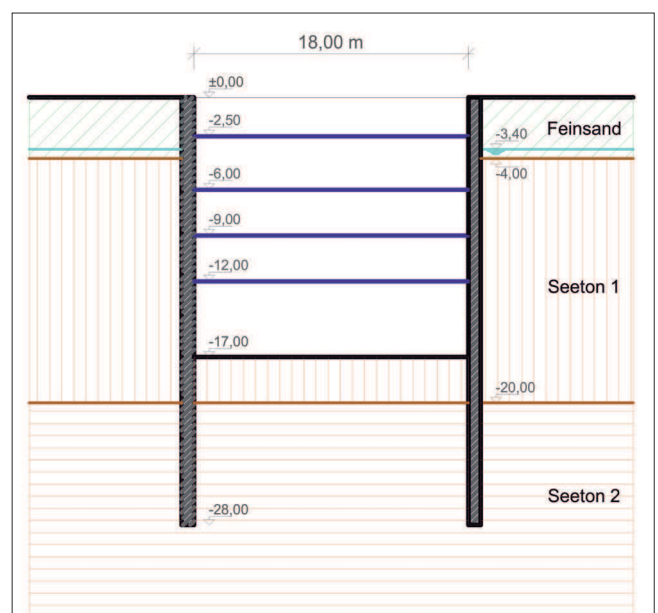


Bild 2: Geometrie und Bodenprofil für Beispiel Baugrube
Figure 2: Geometry and ground profile for example deep excavation

	Bodenparameter MC - Modell				Unit
	Fine Sand	Seeton 1	Seeton 2		
h	0 - 4	4 - 20	20 - 36	36 - 60	m
Model	MC-Modell	MC-Modell	MC-Modell	MC-Modell	
Type	D	D/UD	D/UD	D/UD	
γ	20	20	20	20	kN/m ³
γ_{sat}	20	20	20	20	kN/m ³
E_m	7 500	78 000	92 000	129 000	kN/m ²
φ'	28	30	28	28	°
ψ	0	0	0	0	°
c'	5	2	10	10	kN/m ²
$K_{0, manual}$	0,55	0,55	0,55	0,55	-
R_f	0,9	0,9	0,9	0,9	-
R_{inter}	0,7	0,67	0,67	0,67	-
k_x/k_y	8,64*E-01	4,32E-03	8,64E-04	8,64E-04	m/d
k_z	8,64*E-03	4,32E-04	8,64E-05	8,64E-05	m/d

Tabelle 2: Parameter für Beispiel Baugrube (MC-Modell)
 Table 2: Parameters for example deep excavation (MC model)

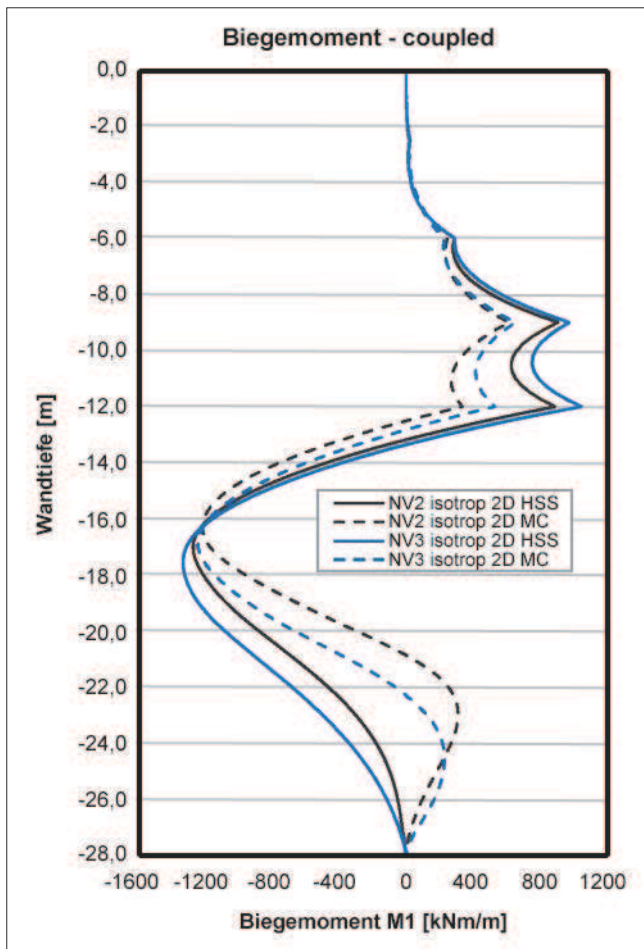


Bild 3: Vergleich der Bemessungsbiegemomente – MC-Modell / HSS-Modell / NV2* / NV3
 Figure 3: Comparison of design bending moments – MC model / HSS model / DA2* / DA3

2016) verwendet. Zum Vergleich wird auch eine Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell durchgeführt. Die Eingangsparameter sind in den Tabellen 2 und 3 zusammengefasst. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind gemäß dem Nationalen Anwendungsdokument für Österreich (Bemessungssituation 2) gewählt und betragen in diesem Fall für Bodenkennwerte 1,2 und für ständige Lasten 1,2 (ÖNORM B, 1997-1-1). Das Ergebnis ist in Bild 3 und den Tabellen 4 und 5 dargestellt. Es zeigt sich, dass der Unterschied in den Bemessungsmomenten nach NV2* und NV3 nicht sehr groß ist und auch das Materialmodell in diesem Fall zu keinen großen Unterschieden im Maximalmoment führt, wobei dies nicht generalisiert werden kann (siehe z. B. Schweiger, 2014). Bei den Steifenkräften ist der Unterschied aus den Stoffmodellen deutlicher.

	Bodenparameter - HSS Modell			Unit
	Fine Sand	Seeton 1	Seeton 2	
h	0 - 4	4 - 20	> 20	m
Model	HS-Modell	HSS-Modell	HSS-Modell	
Type	D	D/UD	D/UD	
γ	20	20	20	kN/m ³
γ_{sat}	20	20	20	kN/m ³
$E_{50 ref}$	3 000	35 000	25 000	kN/m ²
$E_{ur ref}$	12 000	140 000	100 000	kN/m ²
$E_{oed ref}$	3 000	35 000	20 000	kN/m ²
φ'	28	30	28	°
ψ	0	0	0	°
c'	5	2	10	kN/m ²
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	-
P_{ref}	40	100	100	kN/m ²
m	0	0,7	0,7	-
K_{0nc}	0,531	0,5	0,531	-
$K_{0, manual}$	0,55	0,55	0,55	-
R_f	0,9	0,9	0,9	-
R_{inter}	0,7	0,67	0,67	-
k_x/k_y	8,64*E-01	4,32E-03	8,64E-04	m/d
k_z	8,64*E-03	4,32E-04	8,64E-05	m/d
$\gamma_{0,7}$	-	2,00E-04	2,00E-04	kN/m ²
G_0	-	175 000	125 000	kN/m ²

Tabelle 3: Parameter für Beispiel Baugrube (HSS-Modell)
 Table 3: Parameters for example deep excavation (HSS model)

	Max Biegemoment M1 [kNm/m]				Relativer Unterschied [%]			
	NV2		NV3		NV2	NV3	NV2/3	
	HSS	MC	HSS	MC			HSS	MC
coupled	1274	1217	1334	1245	5	7	5	2

Tabelle 4: Errechnete maximale Bemessungsbiegemomente – MC-Modell / HSS-Modell / NV2* / NV3

Table 4: Calculated maximum design bending moments – MC model / HSS model / DA2* / DA3

	Steifenkräfte [kN]				Relativer Unterschied [%]			
	NV2		NV3		NV2	NV3	NV2/3	
	HSS	MC	HSS	MC			HSS	MC
coupled								
1 st strut level	170	118	142	106	31	25	17	10
2nd strut level	942	716	838	614	24	27	11	14
3rd strut level	2632	1973	2457	1815	25	26	7	8
4th strut level	3688	2545	3909	2697	31	31	6	6

Tabelle 5: Errechnete maximale Steifenkräfte – MC-Modell / HSS-Modell / NV2* / NV3

Table 5: Calculated maximum strut forces – MC model / HSS model / DA2* / DA3

4 Oberflächennaher Tunnel

Shallow tunnel

Obwohl Tunnelbauwerke nicht explizit im EC7 verankert sind, stellt sich die Frage, ob eine EC7-konforme Dimensionierung einer Spritzbetonschale für einen oberflächennahen Tunnelvortrieb nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise möglich und sinnvoll ist (siehe auch Walter, 2007; Walter, 2010). Im Wesentlichen handelt es sich ja um ein Bauwerk-Baugrund-Interaktionsproblem, ähnlich einer tiefen Baugrube, mit der Besonderheit, dass nicht nur der Baugrund sondern auch das Stützmittel „Spritzbetonschale“ ein hochgradig nichtlineares Materialverhalten aufweist. In diesem Beitrag wird daher neben einer elastischen Modellierung der Spritzbetonschale mit schrittweiser (manueller) Erhöhung der Steifigkeit auch ein nichtlineares Stoffgesetz, das die zeitliche Entwicklung von Steifigkeit und Festigkeit des Spritzbetons berücksichtigt, verwendet (Schädlich und Schweiger, 2014). Der Einsatz von numerischen Methoden ist daher naheliegend. Die Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) hat eine Arbeitsgruppe eingerichtet, die sich mit dem Problem der EC7-konformen Nachweise befasst. Der Autor ist Mitglied der Untergruppe, die sich mit oberflächennahen Tunneln beschäftigt. Im Folgenden werden einige Ergebnisse von Vergleichsberechnungen präsentiert, ohne auf die Details der FE-Berechnungen einzugehen,

da diese ausführlich in dem in Kürze erscheinendem ÖGG-Bericht beschrieben werden und ausschnittsweise auch in Paternesi et al. (2017) enthalten sind.

Bild 4 zeigt das Finite-Elemente-Netz mit dem Bodenprofil, die Materialparameter folgen aus Tabelle 6. Verwendet wird das Programmsystem Plaxis 2D (Brinkgreve et al., 2016). Der Ausbruch erfolgt für beide Ulmenstollen in zwei Abschnitten (Kalotte und Strosse/Sohle), wobei der rechte Ulmenstollen zuerst ausgebrochen wird. Das Beispiel ist an ein tatsächlich ausgeführtes Projekt angelehnt, wurde jedoch für diese Studie hinsichtlich Bodenaufbau vereinfacht. In der 2D Berechnung wurde ein Vorentlastungsfaktor von 0,4 angenommen (Lastreduktionsverfahren). Die Steifigkeitsentwicklung für den Spritzbeton wurde gemäß CEB-FIP model code (1990) und die Entwicklung der Festigkeit gemäß Klasse „J2“ nach EN 14487-1 (2006) angenommen. Die Spritzbetonstärke beträgt 35 cm entlang des Umfangs bzw. 25 cm in der inneren Stützschale. Es wurden jeweils sechs Tage für den Ausbruch der beiden Ulmenstollen angesetzt, wobei eine Pause von sieben Tagen nach dem Auffahren des rechten Ulmenstollens berücksichtigt wurde. Die Auflast wird als ständige Last angenommen. Die Berechnungsvarianten sind in Tabelle 7 aufgelistet, wobei bei dem Nachweisverfahrens 2 die Teilsicherheitsbeiwerte auf Beanspruchungen angewendet werden (NV2*).

Es werden im Folgenden nur Ergebnisse für die Bauphase nach Ausbruch des rechten Ulmenstollens dargestellt. Für die Ergebnisse nach dem Nachweisverfahren 2* beinhalten diese bereits die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte (1,35).

In Bild 5 sind die Biegemomente und in Bild 6 die Normalkräfte dargestellt und es zeigt sich, dass die schrittweise elastische Modellierung der Schale erwartungsgemäß zu höheren Momenten führt als das zeitabhängige Spritzbetonmodell. Im ersten Fall liefert NV3 die höheren Bemessungsschnittkräfte, im zweiten Fall NV2*. Da die Berechnungen mit charakteristischen Festigkeitsparametern und abgeminderten Kennwerten nur geringe Unterschiede in den errechneten Normalkräften ergeben, sind die Bemessungsschnittkräfte nach NV2* (Multiplikation mit 1,35) höher. Werden die

Ergebnisse in einem Normalkraft-Momenten-Interaktionsdiagramm eingetragen, so ergibt sich für diesen Fall, dass die Schnittkräfte aus den Berechnungen mit elastischer Schale (Varianten 1 und 3) nicht zulässig wären. Hervorzuheben ist noch Berechnungsvariante 5, in der die (zeitabhängige) Spritzbetonfestigkeit, äquivalent zur Bodenfestigkeit, bereits abgemindert in die Berechnung eingeht, d. h. eine Erweiterung des Nachweisverfahrens 3 darstellt. Nachdem in dieser Berechnungsvariante sowohl die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Festigkeitsparameter des Bodens als auch der Schale bereits enthalten sind, kann argumentiert werden, dass somit der Nachweis der Standsicherheit nach EC7 implizit erbracht ist, wenn die Berechnung einen Gleichgewichtszustand ergibt. Selbstverständlich sind die so ermittelten Verschiebungen nicht aussagekräftig.

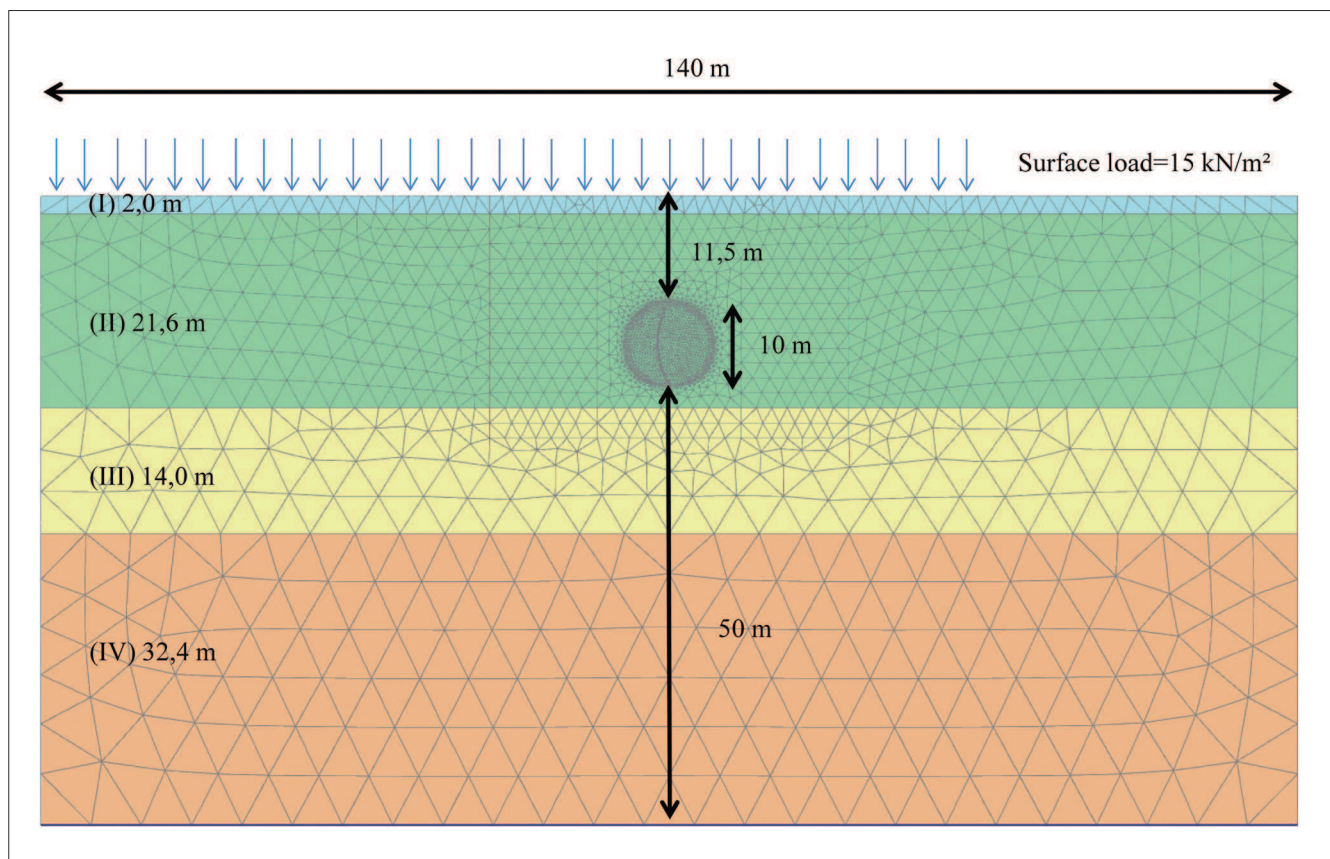


Bild 4: FE-Netz für Tunnelberechnungen
 Figure 4: FE mesh for tunnel excavation

Parameter		I	II	III	IV
		Auffüllung	„Löss“	Sandiger Kies	Toniger Schluff
		MC*	HSS#	HSS	HSS
γ_k	kN/m ³	19,00	19,00	21,00	20,00
$K_{0,NC}$	-	-	0,5	0,5	0,5
φ	°	20,00	25,00	35,00	23,00
c	kN/m ²	0,00	50,00	0,00	50,00
E	kN/m ²	5 000	-	-	-
ν	-	0,2	-	-	-
$E_{50,ref}$	kN/m ²	-	25 000	100 000	50 000
σ_{ref}	kN/m ²	-	100	100	350
E_{ur}	kN/m ²	-	75 000	250 000	150 000
ν_{ur}	-	-	0,2	0,2	0,2
m	-	-	0,6	0,5	0,6
$E_{0,ref}$	kN/m ²	-	200 000	800 000	450 000
G_{0ref}	kN/m ²	-	83 333	333 333	187 500
$\gamma_{0,7}$	-	-	0,0002	0,0002	0,0002
$E_{oed,ref}$	kN/m ²	-	25 000	100 000	50 000

Tabelle 6: Parameter für Beispiel Tunnel (HSS-Modell)

Table 6: Parameters for example tunnel excavation (HSS model)

Variante		Einwirkungen		Bodenparameter		Widerstände	
		Faktor auf Beanspruchung	Faktor auf Einwirkung(*)	Faktor auf Kohäsion	Faktor auf Reibungswinkel (tan ϕ)	Spritzbetonmodell	Faktor auf Spritzbeton (#)
1	NV2*	1,35	-	-	-	Linear elastic	-
2	NV2*	1,35	-	-	-	Non-linear	-
3	NV3	-	-	1,25	1,25	Linear elastic	-
4	NV3	-	-	1,25	1,25	Non-linear	-
5	NV3	-	-	1,25	1,25	Non-linear	1,5

(*) ständige Einwirkung

(#) direkte Eingabe in die Berechnung, analog zu Abminderung der Bodenkennwerte

Tabelle 7: Zusammenstellung der durchgeführten Berechnungsvarianten

Table 7: Summary of design calculations performed

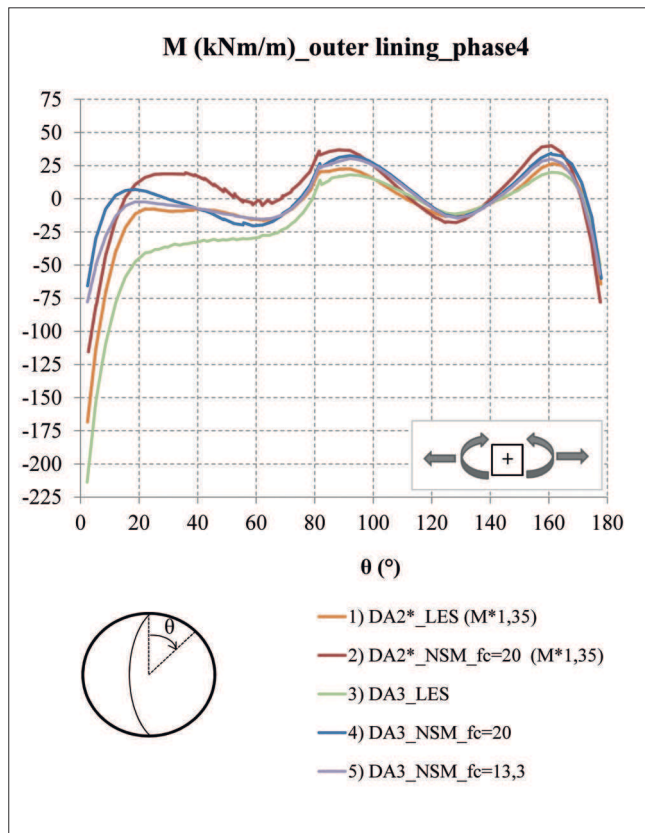


Bild 5: Vergleich der Bemessungsbiegemomente nach Ausbruch rechter Ulmenstollen

Figure 5: Comparison of the design bending moments after excavation of right side drift

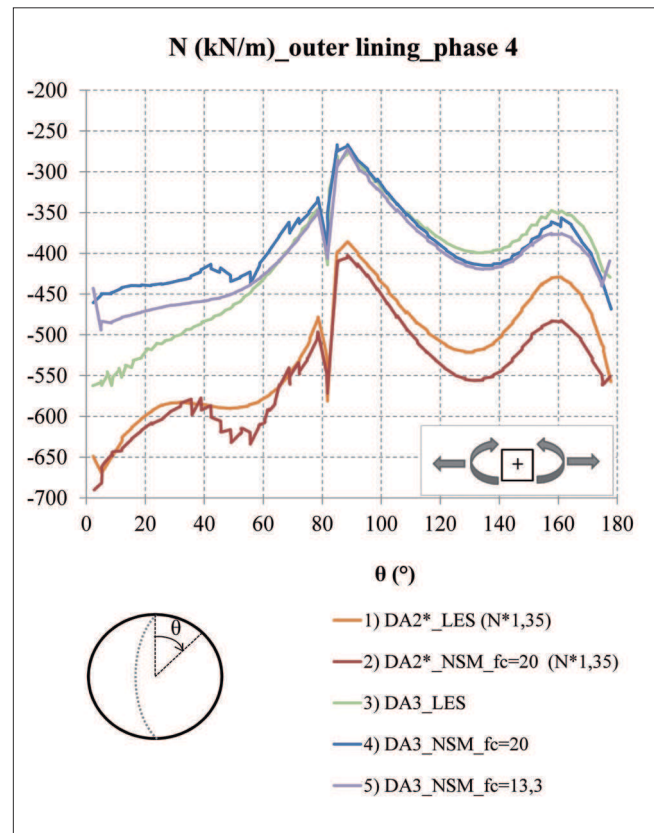


Bild 6: Vergleich der Bemessungsnormalkräfte nach Ausbruch rechter Ulmenstollen

Figure 6: Comparison of the design axial forces after excavation of right side drift

5 Zusammenfassung Conclusions

Die Frage, ob Nachweise nach EC7 auch mit numerischen Methoden geführt werden können bzw. dürfen, ist nach wie vor Gegenstand internationaler Diskussionen. In diesem Beitrag wurde versucht, aufzuzeigen, dass EC7 konforme Nachweise mit der Finiten-Elemente-Methode geführt werden können, unter gewissen Voraussetzungen und Annahmen für alle im EC7 definierten Nachweisverfahren. Die Beurteilung der Standicherheit von Böschungen erfolgt im Allgemeinen mit dem Nachweisverfahren 3 und dies ist ohne Probleme auch mit numerischen Verfahren möglich, wobei auf Vorteile gegenüber klassischen Lamellenverfahren hingewiesen wurde. Für Baugruben wird in vielen Ländern das Nachweisverfahren 2* angewendet und auch das ist problemlos mit numerischen Methoden durchzuführen, wobei auch hier das Nachweisverfahren 3 einsetzbar ist. Es wird noch darauf hingewiesen, dass für derartige

Problemstellungen die Wahl des Stoffmodells für den Boden einen größeren Einfluss auf das Ergebnis haben kann als die Wahl des Nachweisverfahrens (Schweiger, 2014). Im letzten Beispiel wurde ein oberflächennaher Tunnel betrachtet und eine Möglichkeit aufgezeigt, wie nichtlineares Materialverhalten von Strukturelementen, in diesem Fall der Spritzbetonschale, in einer impliziten Nachweisführung berücksichtigt werden kann.

6 Literatur References

- Bauduin, C.; De Vos, M.; Simpson, B. (2000). Some considerations on the use of finite element methods in ultimate limit state design. Proc. Int. Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Melbourne.
- Bishop, A. W. (1955): The use of slip circles in the stability analysis of earth slopes. Geotechnique 5 (1), 7-17.

- Brinkgreve, R. B. J.; Bakker, H. L. (1991): Non-linear finite element analysis of safety factors. Proc. Int. Conf. Comp. Meth. Adv. Geomech., Balkema, Rotterdam, 1117-1122.
- Brinkgreve, R. B. J.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W. M. (2016): Plaxis 2D Manual, Delft, The Netherlands.
- CEB-FIP model code (1990): Design code – Comité Euro-international du Béton. London: Thomas Telford.
- Cheng, Y. M.; Lansivaara, T.; Wei, W. B. (2007): Two dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. Computers and Geotechnics 34, 137-150.
- EN 14487 (2006): Sprayed concrete. CEN Comité Européen de Normalization, Brussels.
- Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965): The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique 15, 79-93.
- ÖNORM B (1997-1-1): 2013 Anhang A (informativ) – Numerische Verfahren.
- Patemesi, A.; Schweiger, H. F.; Ruggeri, P.; Fruzzetti, V. M. E.; Scarpelli, G. (2017): Comparisons of Eurocodes design approaches for numerical analysis of shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 62, 115-125.
- Schädlich, B.; Schweiger, H. F. (2014): A new constitutive model for shotcrete. Proc. 8th Eur. Conf. Num. Meth. Geot. Eng. (Delft, The Netherlands), p. 103-108. doi: 10.1201/b17017-20.
- Schweiger, H. F. (2010): Numerical analysis of deep excavations and tunnels in accordance with EC7 design approaches. Proc. Int. Conference Geotechnical Challenges in Megacities (Petrukhin, Ulitsky, Kolybin, Lisyuk, Kholmyansky, eds.), Moskau, 7-10.6.2010, Vol. 1, 206-217.
- Schweiger, H. F. (2014): Influence of EC7 design approaches on the Design of deep excavations with FEM. Geotechnik, Heft 3, 169-176.
- Schweiger, H. F.; Tschuchnigg, F. (2016): Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mit der FE-Methode durch Reduktion der Scherfestigkeitsparameter – Neue Erkenntnisse. BAWMitteilungen Nr. 98 – Numerische Methoden in der Geotechnik, S. 69 – 76, Karlsruhe, Deutschland.
- Simpson, B. (2000): Partial factors: where to apply them? Proc. Int. Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Melbourne, 145-154.
- Simpson, B. (2007): Approaches to ULS design – The merits of Design Approach 1 in Eurocode 7. First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, Oct. 18-19, 2007, Shanghai, Tongji University, China.
- Simpson, B.; Junaideen, S. M. (2013): Use of numerical analysis with Eurocode 7. Proc. Int. Conf. Advances in Geotechnical Infrastructure. (Leung, Goh, Shen, eds.), Geotechnical Society of Singapore (GeoSS). Research Publishing.
- Sloan, S. W. (2013): Geotechnical stability analysis. Geotechnique 63 (7), 531–572. 51st Rankine Lecture.
- Tschuchnigg, F.; Schweiger, H. F.; Sloan, S. W.; Lyamin, A. V.; Raissakis, I. (2015a): Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques. Geotechnique, 65, 249-257.
- Tschuchnigg, F.; Schweiger, H. F.; Sloan, S. W. (2015b): Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity. Computers and Geotechnics, 70, 169-177.
- Von Wolffersdorff, P.-A.; Henke, S. (2016): Bemessen mit numerischen Methoden in der Geotechnik – Möglichkeiten und Grenzen, Beiträge der Baugrundtagung 2016 in Bielefeld, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 305 – 312.
- Walter, H. (2007): Implicit ULS Design using Advanced Constitutive Laws within the Framework of Eurocode 7. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EURO: TUN 2007, Vienna, Austria).
- Walter, H. (2010): Safety concepts in geotechnical engineering then and now – how do the Eurocodes affect tunnelling? Sicherheitskonzepte in der Geotechnik gestern und heute – was bringen die Eurocodes für den Tunnelbau?. Geomechanik Tunnelbau, 3, p. 24-33. doi: 10.1002/geot.201000002.