



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART**

**1989
MITTEILUNG 31**

**Ulrich Smolczyk, Frank Breinlinger,
Hermann Schad, Martin Wittlinger**

**BEITRAG ZUR BEMESSUNG VON
TUNNELN IN OFFENER BAUWEISE**



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1989
MITTEILUNG 31**

**Ulrich Smoltczyk, Frank Breinlinger,
Hermann Schad, Martin Wittlinger**

**BEITRAG ZUR BEMESSUNG VON
TUNNELN IN OFFENER BAUWEISE**

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-92 1837-31-6

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung besetzen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1989 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik

Vorwort

Die Probleme des Landschaftsverbrauchs und der Umweltbelastung führen dazu, daß häufig auch dort Tunnel gebaut werden, wo sie aufgrund der Topographie nicht erforderlich wären. Diese Tunnel in geringer Tiefe werden dann meist in offener Bauweise erstellt. Bezüglich der Belastungsansätze nehmen diese Bauwerke eine Zwitterstellung ein zwischen den konventionellen Stützbauwerken einerseits und den bergmännisch aufgefahrenen Tunneln andererseits. Die sich daraus ergebenden Unsicherheiten bei der Bemessung waren der Anlaß, diese Studie durchzuführen, um den Einfluß der linearen Baugrundmodelle *elastisch isotroper Halbraum* und *elastische Bettung* auf die Bemessung für verschiedene Randbedingungen und Materialparameter zu untersuchen. Aus den Berechnungen mit dem linearen Halbraummodell werden Beiwerte entwickelt, die es nun erlauben, für Tunnel mit Trapez- oder Maulquerschnitt, wie sie für die Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn typisch sind, die Belastung so zu ermitteln, daß die Berechnung mit einem Stabwerkprogramm der Analyse mit dem elastisch isotropen Halbraum äquivalent ist. Diese Berechnung ist für alle Tunnel in offener Bauweise zu empfehlen, für die keine aufwendige numerische Analyse durchgeführt wird. Die allgemein übliche Methode, mit einem elastisch gebetteten Stabzug zu rechnen, muß nicht auf der sicheren Seite liegen, auch wenn sich häufig eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung mit elastischer Bettung ergibt.

Für die finanzielle finanzielle Förderung der Studie im Rahmen des Schwerpunktprogramms *Spannungs- Verformungs- und Standsicherheitsprobleme im Tunnelbau* sei der Deutschen Forschungsgemeinschaft herzlich gedankt.

Smoltczyk

Kurzfassung

Beim Tunnelbau in geböschter Baugrube wird der fertige Tunnel seitlich hinterfüllt und überschüttet. Dabei ergeben sich Beanspruchungsverhältnisse, die mit den konventionellen Verfahren für Stützbauwerke nicht ermittelt werden können. Es werden daher aus Berechnungen mit dem Baugrundmodell *Tunnelrahmen gekoppelt mit dem elastisch isotropen Halbraum* Lastbeiwerte ermittelt, die es erlauben, Belastungen als Eingangswerte für Stabwerksberechnungen zu ermitteln. Die Lastbeiwerte werden mit der Methode der Endlichen Elemente für drei Arbeitsraumformen, zwei Querschnittsformen (Maul- und Trapezquerschnitt) und verschiedene Steifigkeitsverhältnisse Auffüllung/Untergrund bestimmt.

Die Untersuchungen zeigen, daß die Beanspruchungen, die auf dieser Basis ermittelt werden, höher sein können als die aus der Berechnung mit einem elastisch gebetteten Stabzug und dem Ansatz von Erdrudruck oder aktivem Erddruck. Für einen Arbeitsraumtyp wird eine nichtlineare FE-Analyse mit einer hyperbolischen Spannungs-Verzerrungsbeziehung durchgeführt, wobei sich eine geringere Beanspruchung als bei der linear elastischen Analyse ergibt. Bei den nichtlinearen Berechnungen zeigte sich, daß der Verlauf von Moment und Normalkraft sehr stark durch das Stoffgesetz und die Materialparameter beeinflußt wird.

Summary

When tunnels are built with the cut-and-cover method the earth pressure due to the fill cannot be calculated using methods which are applicable for conventional retaining structures. The approach adopted in this report assumes a *coupling of the concrete frame of the tunnel with an elastic, isotropic half-space*. Using this model load coefficients were established to provide the information necessary for estimating the loads for framework calculations. The load coefficients were determined from the finite element calculations taking into account three types of working spaces next to the tunnel, two types of concrete frames and different fill/subsoil stiffness ratios.

The results from the simulations show that the internal forces of the tunnel frame which were computed with the above mentioned model can be larger than the internal forces resulting from a conventional analysis assuming an elastic bedded frame and an assumed earth pressure. A nonlinear finite element analysis using a hyperbolic stress-strain model (Duncan/Chang) was completed for one working space type. The nonlinear analysis suggests that the bending moments can be smaller than those obtained by the linear analysis. The results by the nonlinear analysis also indicate that the distribution of bending moments and normal forces is very sensitive to the constitutive model itself and the material parameters.

I N H A L T

	Seite
Literaturverzeichnis	IX
Bezeichnungen	XI
Verzeichnis der Bilder, Tabellen und Diagramme	XIII
1. Einleitung	1
2. FE-Analyse mit linear-elastischem, isotropem Stoffgesetz und nichtlinearer Kontaktbedingung Tunnel-Boden	2
2.1 Randbedingungen und Annahmen	3
2.2 Querschnitte und FE-Netze	3
2.3 Simulation der Belastungsschichten	9
2.4 Materialparameter	12
2.5 Ergebnisse der FE-Berechnung	13
2.5.1 Schnittkräfte und Belastungen des Maulquerschnitts	13
2.5.2 Schnittkräfte und Belastungen des Trapezquerschnitts	16
2.6 Ermittlung von Belastungsbeiwerten	16
3. FE-Analyse mit nichtlinearem Stoffgesetz (Duncan/Chang)	34
3.1 Bodenkennwerte und Parameter des Stoffgesetzes	34
3.2 Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung	35
4. Berechnung des Tunnels als teilweise elastisch gebetteter Stabzug	40
4.1 Aufbereitung der Eingabedaten	40
4.2 Belastung und Bettung	41
4.3 Geometrievarianten	42
4.4 Variation der Tunnelsteifigkeit	46
4.5 Ergebnisse der Stabwerksberechnung	47
4.5.1 Vergleich Stabwerks-FE-Berechnung	47
4.5.2 Einfluß der Tunnelgeometrie auf die Schnittkräfte	47

	Seite
5. Bewertung der verschiedenen Annahmen für die Tunnelberechnung	50
5.1 Allgemeine Einflüsse	50
5.2 Asymmetrische Belastung	51
5.3 Einfluß des Bettungsmoduls	52
5.4 Einfluß der Böschungsform	52
5.5 Einfluß der Tunnelsteifigkeit	53
5.6 Dreidimensionale Wirkung	53
6. Exemplarische Berechnung eines Tunnelquerschnitts	54
6.1 Ermittlung der Belastung aus Belastungsbeiwerten	54
6.2 Berechnung eines Stabzuges mit teilweiser Bettung	56
6.3 Empfehlungen für die Anwendung von Belastungsbeiwerten	59
7. Zusammenfassung	59
8. Anhang	61

LITERATUR

- Breinlinger, F. (1984) Berechnung eines in offener Baugrube hergestellten und später überschütteten Tunnelquerschnittes mit dem Finite-Elemente Programm FAN.
Diplomarbeit Universität Stuttgart. Institut für Grundbau und Bodenmechanik
- DGEG Empfehlungen zur Berechnung und Konstruktion von Tunnelbauten.
- Duncan, J.H./ (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soil.
Chang, C.Y. Journ.Soil Mech.Found.Div. 96. 1629-1651
- Gußmann, P./ (1980) Teil 1. Numerische Verfahren in der Bodenmechanik
Schad, H. (Gußmann/Schad).
- Hornung, K. (1985) Die Berechnung der Tragfähigkeit von Rohren unter Berücksichtigung der Verformungsbedingungen von Rohr und Boden.
Sonderausdruck aus Betonwerk + Fertigteiltechnik 51 (1985).Nr. 2 . S. 92-95 und Nr. 3. S. 182-186
- Leonhardt, F. (1975) Vorlesungen über Massivbau. Teil IV.
Springer-Verlag, Berlin
- Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben.
Mitteilung Nr. 10. Institut für Grundbau und Bodenmechanik. Universität Stuttgart
- Smolczyk, U. (1983) Studienunterlagen.
Eigenverlag IGB Stuttgart
- Vogt, N. (1983) FE-Studie über die Interaktion Tunnel-Baugrund am Beispiel des DB-Tunnels "Langes Feld".
Baugrundinstitut Smolczyk + Partner
- Wittlinger, M. (1985) Parameterstudie für einen in offener Bauweise erstellten Tunnel.
Diplomarbeit. Universität Stuttgart. Institut für Grundbau und Bodenmechanik
- Wissmann, P. (1968) Zur statischen Berechnung beliebig geformter Stollen- und Tunnelauskleidung mit Hilfe von Stabwerkprogrammen.
Der Bauingenieur 43. S 1-8

Bezeichnungen

E	kN/m^2	Elastizitätsmodul
E_s	kN/m^2	Steifemodul
$E_{s.A}$	kN/m^2	Steifemodul des Auffüllmaterials
$E_{s.U}$	kN/m^2	Steifemodul des Untergrundmaterials
E_b	kN/m^2	Elastizitätsmodul des Betons
ν		Querdehnzahl
δ_a	°	Wandreibungswinkel
φ'	°	effektiver Reibungswinkel
c'	kN/m^2	effektive Kohäsion
β	°	Böschungswinkel
h_T	m	Tunnelhöhe
h_{UF}	m	Überschüttungshöhe über der Firste
d	m	Wanddicke des Tunnels
b	m	Breite des Arbeitsraumes
γ_b	kN/m^3	Wichte des Betons
γ	kN/m^3	Wichte des Bodens
λ		Belastungsbeiwert
λ_i^n		Belastungsbeiwert für die Belastung normal zur Tunneloberfläche
λ_i^t		Belastungsbeiwert für die Belastung tangential zur Tunneloberfläche
σ_{zz}^F	kN/m^2	Bezugsspannung über der Firste
κ		Korrekturfaktor
A_t		Arbeitsraumtyp
λ_T		Belastungsbeiwert für den Tunnel aus Eigengewicht
F_T	m^2	Tunnelquerschnittsfläche des Konstruktionsbetons
l_T	m	Umfang des Tunnels
E_t	kN/m^2	inkrementeller "Elastizitätsmodul" nach Duncan/Chang (D/C)
ν_t		inkrementelle "Querdehnungszahl" nach D/C
R_f		Parameter des Stoffansatzes nach D/C
k_{DC}, \bar{k}		Parameter des Stoffgesetzes nach D/C
n_{DC}, \bar{n}		Exponent im Stoffgesetz nach D/C

S	Scherzahl nach D/C
k_s	kN/m^3 Bettungsmodul
A_B	m^2 Fläche des durch einen Federstab repräsentierten Bodens
A_F	m^2 Querschnittsfläche des Federstabs
E_F	kN/m^2 E-Modul des Federstabs
l_F	m Länge des Federstabs
R_m	m Ersatzradius für einen Tunnelquerschnitt
p_i	kN/m^2 Belastung an der Stelle i
p_a	kN/m^2 Zusatzbelastung

Verzeichnis der Bilder, Tabellen und Diagramme

	Seite
Bild 2.1 Maulquerschnitt und Trapezquerschnitt der DB	4
Bild 2.2 Darstellung eines untersuchten Querschnitts; Randbedingungen, Abmessungen, Bodenkennwerte am Beispiel der 30°-Böschung mit seitlichem Arbeitsraum	5
Bild 2.3 FE-Netz, Elementeinteilung, Schichtung, am Beispiel der 30°-Böschung mit seitlichem Arbeitsraum	6
Bild 2.4 Simulation der Herstellung des Tunnelquerschnitts und der Auffüllstufen am Beispiel der 30°-Böschung mit seitlichem Arbeitsraum	7
Bild 2.5 Drei Variationen des seitlichen Arbeitsraumes	8
Bild 2.6.1 Variationen der Böschungsformen, der Arbeitsräume und der Bodenkennwerte	10
Bild 2.6.2 Variationen der Böschungsformen, der Arbeitsräume und der Bodenkennwerte	11
Bild 2.7 Scheibenwirkung der Auffüllung	14
Bild 2.8 Aufteilung der Belastungsbeiwerte λ_i^n und λ_i^t beim Maulquerschnitt	17
Bild 2.9 Aufteilung der Belastungsbeiwerte λ_i^n und λ_i^t beim Trapezquerschnitt	18
Bild 3.1 Hochverdichtete seitliche Hinterfüllung mit bindigem Material	36
Bild 4.1 Zwei Stabzüge; Abmessungen, Elementeinteilung, statisches System	43
Bild 4.2 Belastungsansätze für Stabzüge mit und ohne elastisch gebetteten Balkenelementen	44
Bild 4.3 4 Tunnelprofile	45
Bild 4.4 Einfache Belastungsannahme für die in Bild 4.3 dargestellten Tunnelprofile	46
Bild 4.5 Optimierung des Tunnelquerschnitts für Stabzüge	48
Bild 5.1 Zusatzlast p_a über Tunnel	51
Bild 5.2 Fälle von asymmetrischen Systemen	52
Bild 6.1 Flußdiagramm für die Ermittlung der Belastungsbeiwerte λ_i	55

Tab.2.1	Korrekturfaktor κ zur Berücksichtigung der verschiedenen Steifemoduln des Auffüllmaterials für die λ_i -Werte	21
Tab.2.2	Belastungsbeiwerte λ ; für einen Wandreibungswinkel $\tan\delta = 0,3$, Arbeitsraumtyp 1, $E_{s,A} = 1,0 E_{s,U}$	22
Tab.2.3	Belastungsbeiwerte λ ; für einen Wandreibungswinkel $\tan\delta = 0,3$, Arbeitsraumtyp 3, $E_{s,A} = 1,0 E_{s,U}$	23
Tab.2.4	Belastungsbeiwerte λ ; für einen Wandreibungswinkel $\tan\delta = 0,0$, Arbeitsraumtyp 1 + 3, $E_{s,A} = 1,0 E_{s,U}$	24
Tab.3.1	Vergleich der Schnittkräfte bei linear-elastischer und nicht-linearer FE-Berechnung	37
Tab.4.1	Vergleich der Schnittkräfte der 4 Tunnelprofile	49
Diagramme 2.1 bis 2.6	Belastungsbeiwerte λ_i in Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe und der Böschungsneigung	25
Diagramm 3.1	Vergleich der Belastungsbeiwerte λ_i linear-elastisches/nichtlineares Stoffgesetz (Duncan/Chang) für At $1/\beta = 0^\circ, 30^\circ, 80^\circ/E_{s,A} = 1,0 E_{s,U}$	38

1. EINLEITUNG

Die Probleme des Landschaftsverbrauchs und der Umweltbelastung durch den Straßenverkehr erfordern Lösungen für den Transport von Gütern und Personen, die sowohl ökologisch als auch ökonomisch vertretbar sind. Eine Möglichkeit, die Transportprobleme mit wenig Umweltbelastung zu bewältigen, ist der Bau und Betrieb von Schnellbahntrassen.

Die gestiegenen ökologischen Anforderungen lassen sich mit denen des Verkehrsbetriebs häufig nur noch durch den Bau von Tunneln in Übereinstimmung bringen, so daß heute häufig bei geringen Tiefenlagen einer Trasse ein Tunnel erstellt wird, wo früher eine Lösung mit offenem Einschnitt gewählt worden wäre. Dadurch gewinnt der Tunnel in offener Bauweise an Bedeutung, da bei geringen Überdeckungen ein bergmännisch vorgetriebener Tunnel technisch kaum möglich und ökonomisch nicht sinnvoll ist.

Die Tunnel in offener Bauweise liegen in einer Tiefe, bei der es ökonomisch geboten erscheint, den Boden nicht einfach als Auflast auf das Bauwerk anzusetzen, sondern seine mittragende Wirkung zu berücksichtigen. Allerdings handelt es sich bei den Böden oberhalb des Tunnels um gestörtes Material - im Gegensatz zu den bergmännisch vorgetriebenen Tunneln -, so daß für die Bemessung nur bedingt die Erfahrungen des Tunnelbaus verwertet werden können. Auch können die Berechnungsverfahren für gebettete Rohre (Die Berechnung der Tragfähigkeit von Rohren; HORNING, 1985) wegen der ganz anderen Größenverhältnisse nicht angewandt werden.

Aus diesem Grund initiierte der Antragsteller zwei Diplomarbeiten (Breinlinger, 1984; WITTLINGER, 1985) und ein Gutachten (VOGT, 1983), in denen für spezielle Verhältnisse oberflächennaher Tunnel statische Berechnungen durchgeführt wurden. In dem vorliegenden Forschungsbericht werden nun systematisch die verschiedenen Kenngrößen variiert, um die bestehenden Unsicherheiten bezüglich der anzusetzenden Belastung zu beseitigen.

In dieser Forschungsarbeit werden vor allem die folgenden Faktoren untersucht:

- Einfluß der Geometrie (Böschungsneigung, Arbeitsraum, Beginn der Böschungsneigung),
- Einfluß der Bodenkennwerte (Elastizitätsmodul, Querdehnzahl),
- Einfluß der Überschüttungshöhe,
- Einfluß des Stoffgesetzes - linear elastisch/nichtlinear,
- Einfluß der Tunnelquerschnittsgeometrie.

Ziel dieser Forschungsarbeit ist es, Belastungsfaktoren zu ermitteln, mit denen dann die Wirkungen auf das Tunnelbauwerk so erfaßt werden können, daß die Berechnung des Tunnels mit einer einfachen Stabwerksberechnung möglich wird.

2. FE-ANALYSE MIT LINEAR-ELASTISCHEM, ISOTROPEM STOFFGESETZ UND NICHTLINEARER KONTAKTBEDINGUNG TUNNEL-BODEN

FE-Berechnungen werden heute in allen Bereichen der Technik eingesetzt, wenn es darum geht, das Verhalten einer komplizierten Struktur zu untersuchen. Das in den 50er und 60er Jahren entwickelte Verfahren wurde in den 70er Jahren für die Anwendung in Grundbau und Bodenmechanik aufbereitet, so daß heute leistungsfähige Computerprogramme zur Verfügung stehen. Allerdings ist die Berechnung, auch beim Einsatz von Vektorrechnern, immer noch sehr aufwendig. Deshalb wird im ersten Schritt für das Material von Tunnel und Boden ein einfaches Stoffgesetz, das Hookesche Gesetz, verwendet. Für die Kontaktfläche Tunnel-Boden wird das Reibungsgesetz von Coulomb angesetzt. Dieses Vorgehen hat vor allem vier Vorteile:

1. Die Rechnerkosten werden nicht zu hoch.
2. Die Variation der Materialparameter ist einfach und übersichtlich.
3. Die Ergebnisse können einfach und anschaulich interpretiert werden.
4. Man gewinnt Erkenntnisse, in welchen Teilbereichen der Einsatz eines anspruchsvollen Stoffgesetzes zweckmäßig ist.

2.1 Randbedingungen und Annahmen

Die Berechnung erfolgt für ein ebenes Problems (ebene Dehnung) an einer Symmetriehälfte. D.h. es werden symmetrische Bau- und Belastungszustände untersucht.

Für das Hookesche Gesetz werden die Parameter wie folgt angesetzt:

Für den Tunnelquerschnitt immer $E_B = 30\ 000\ \text{MN/m}^2$ und $\nu_B = 0,2$. Für den Boden schichtweise E und ν konstant. Der Zusammenhang zwischen E, ν und Steifemodul E_s ist durch folgende Formel gegeben:

$$E = E_s \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

Zwischen den einzelnen Bodenschichten wird voller Verbund angesetzt (Ausnahme: 80°-Böschung). Zwischen Tunnel und Boden wird ein Wandreibungswinkel angenommen, der zwischen $\delta = 0^\circ$ und $\delta = \varphi'$ variiert wird. Zugkräfte können nicht übertragen werden. Wenn in der Kontaktfläche eine Druckspannung auftritt, tritt Gleiten ein, sobald $\tau/\sigma = \tan\delta$ ist. Es gibt keine Relativverschiebungen, wenn das Verhältnis $\tau/\sigma < \tan\delta$ ist.

2.2 Querschnitte und FE-Netze (Tunnel- und Böschungsquerschnitte)

Es werden die zwei in Bild 2.1 gezeigten Tunnelquerschnitte untersucht. Die Querschnitte werden in dieser Form bei der Neubaustrecke der Deutschen Bundesbahn Stuttgart-Mannheim ausgeführt. Der Untergrundausschnitt, der für die FE-Berechnung in Elemente eingeteilt wurde, ist mit den Randbedingungen, dem Aushubquerschnitt mit den Bodenschichten und den Materialparametern in Bild 2.2 dargestellt.

Es wurden Viereckelemente mit bilinearem und Dreieckelemente mit linearem Verschiebungsansatz verwendet. Die Netze bestanden jeweils aus 650 - 700 Viereckelementen und 50 - 70 Dreieckelementen, so daß sich lineare Gleichungssysteme mit circa 1300 Unbekannten ergaben. Für einen Lauf (Auffüllung in 8 - 12 Schichten, iterative Berechnung des Kontaktproblems) betrug die CPU-Zeit auf der CRAY 1 zwischen 1:00 und 2:00 Minuten.

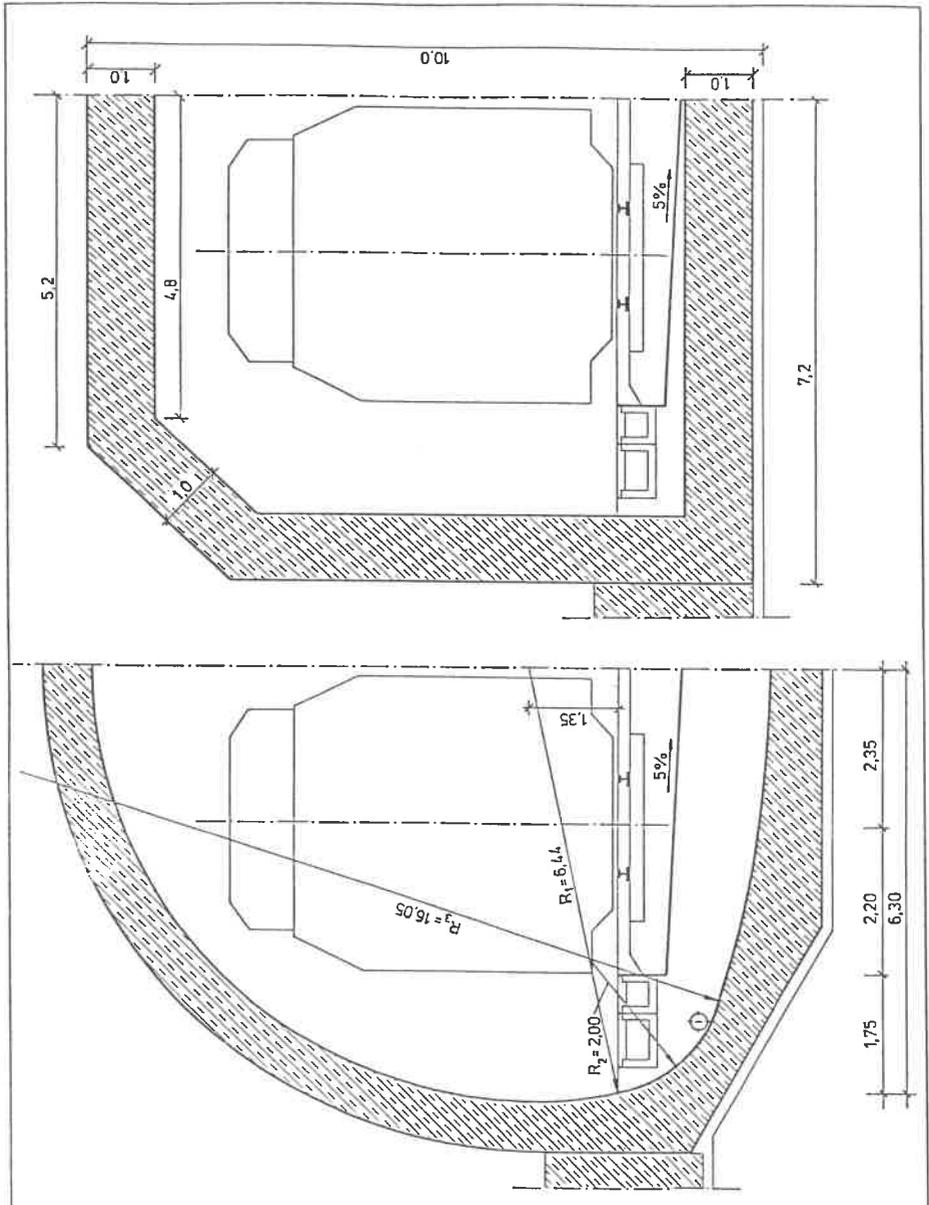
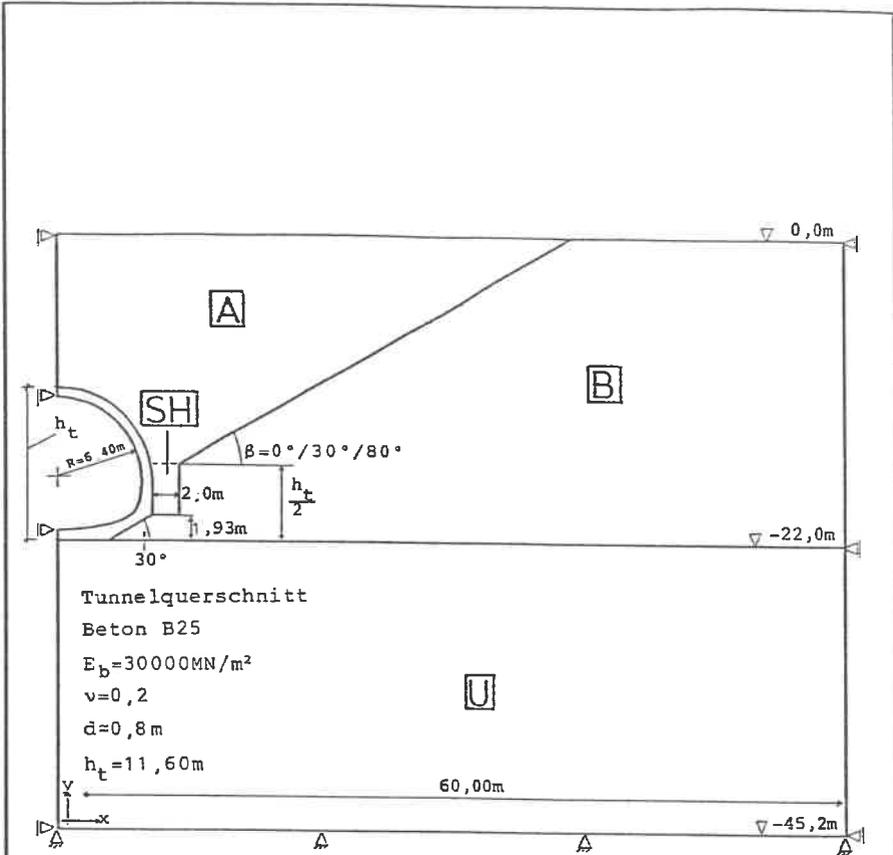


Bild 2.1 Maulquerschnitt und Trapezquerschnitt der DB



A	Auffüllboden	$E_s = 50,0 / 25,0 / 5,0 \text{ MN/m}^2$ $\nu = 0,3$
B	Böschungsboden	$E_s = 50,0 / 37,5 / 27,5 \text{ MN/m}^2$ $\nu = 0,3$
SH	seitl. Hinterfüllung	$E_s = 100,0 \text{ MN/m}^2$ $\nu = 0,3$
U	Untergrund	$E_s = 50,0 \text{ MN/m}^2$ $\nu = 0,3$

Bild 2.2: Darstellung eines untersuchten Querschnitts; Randbedingungen, Abmessungen, Bodenkennwerte am Beispiel der 30°-Böschung mit seitlichem Arbeitsraum

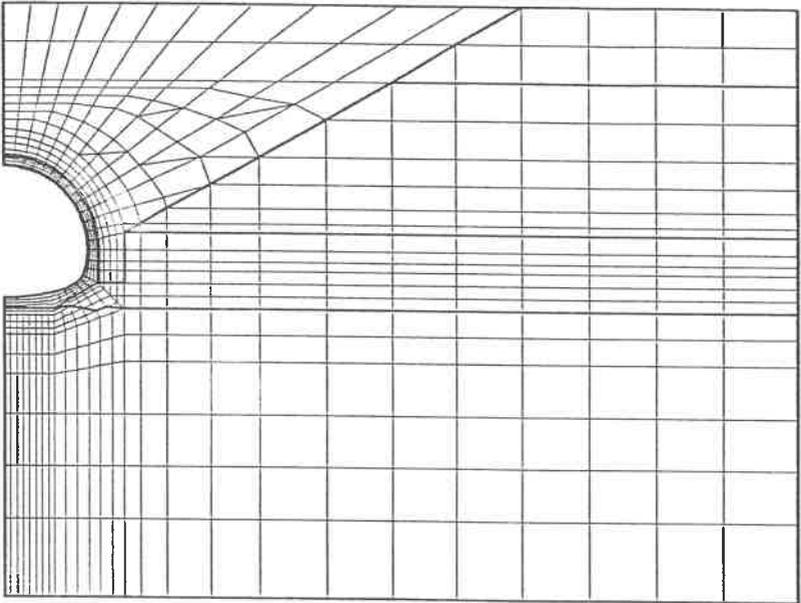


Bild 2.3: FE-Netz, Elemententeilung, Schichtung am Beispiel der 30°-Böschung mit seitlichem Arbeitsraum

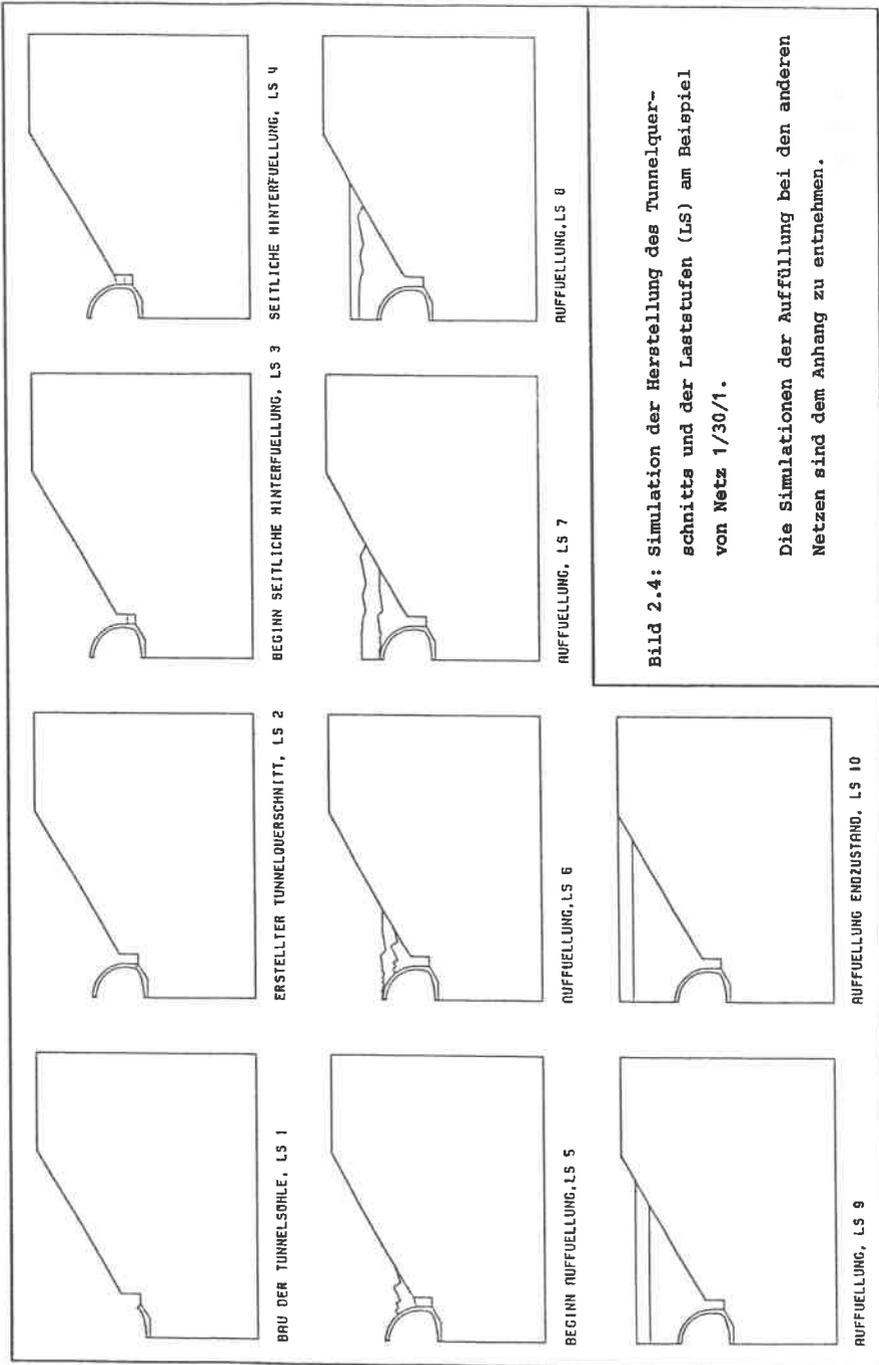


Bild 2.4: Simulation der Herstellung des Tunnelquerschnitts und der Laststufen (LS) am Beispiel von Netz 1/30/1.

Die Simulationen der Auffüllung bei den anderen Netzen sind dem Anhang zu entnehmen.

Für diese Studie werden sowohl die Böschungsneigung als auch der seitliche Arbeitsraum variiert. D.h. die Böschung erhält Neigungen von $\beta = 0^\circ$, 30° und 80° ; für den Arbeitsraum werden die drei Varianten von Bild 2.5 untersucht.

- 1) Seitlicher Arbeitsraum ($b = 2,0$ m) mit senkrechtem Baugrubenverbau über $h_T/2 - 1,93 = 3,87$ m:
- 2) Seitlicher Arbeitsraum ($b = 2,0$ m) mit Böschungsbeginn in Höhe der Tunnelsohle.
- 3) Ohne seitlichen Arbeitsraum und Böschungsbeginn nach $h_T/2 = 5,80$ m.

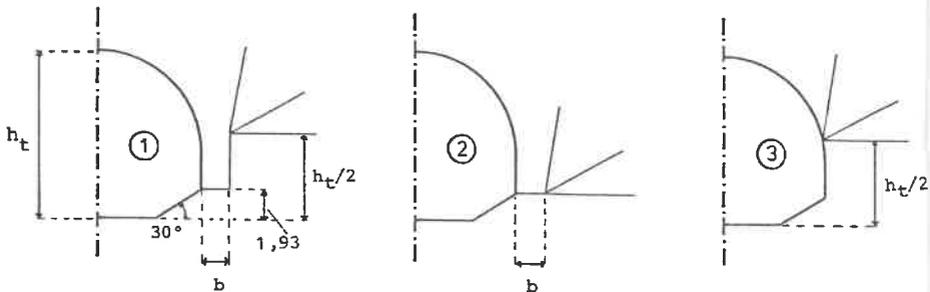


Bild 2.5 Drei Variationen des seitlichen Arbeitsraums

Es ergeben sich daraus 9 verschiedene Netze, wobei die Netze 1/80/... und 2/80/... praktisch äquivalent sind. Zusätzlich wurden den einzelnen Bodenarten verschiedene Bodenkennwerte (s. Abschn. 2.4) zugeordnet. Die sich daraus ergebenden Varianten sind in Bild 2.6.1 und in Bild 2.6.2 dargestellt, wobei die Bezeichnungen der NETZE folgende Bedeutungen haben:

NETZ / /

		Variation der Bodenkennwerte
		(3 Möglichkeiten: 1 - 3)
		Böschungeneigungen:
		(3 Möglichkeiten: $\beta = 0^\circ/30^\circ/80^\circ$)
		seitlicher Arbeitsraum, siehe Bild 2.5
		(3 Möglichkeiten: 1 - 3)

Für die Baupraxis wichtige Tabellen und Diagramme erhalten die ausführlichere Bezeichnung:

$$At... / \beta = ... / E_{s,A} = ... E_{s,U}$$

Dabei bedeuten:

At	Arbeitsraumtyp 1 - 3
β	Böschungeneigung $0^\circ/30^\circ/80^\circ$
$E_{s,A}$	Steifemodul des Auffüllbodens
$E_{s,U}$	Steifemodul des Untergrundes

Die Angabe des Steifemoduls der Auffüllung (A) genügt, da der Steifemodul des Untergrundes (U) in dieser Studie immer $E_s = 50 \text{ MN/m}^2$ ist und der Steifemodul des Materials im Böschungsbereich (B) den Mittelwert aus $E_{s,A}$ und $E_{s,U}$ bildet.

Daraus folgt:

- 1.Variation: $E_{s,A} = 1,0 E_{s,U}$
- 2.Variation: $E_{s,A} = 0,5 E_{s,U}$
- 3.Variation: $E_{s,A} = 0,1 E_{s,U}$

2.3 Simulation der Belastungsschichten

Als Einwirkung werden vereinfachend nur der umgebende Boden und das Tunnel-eigengewicht berücksichtigt. Der Aushub braucht bei einer linear-elastischen Berechnung nicht simuliert zu werden. Bei der Simulation der Auffüllung än-

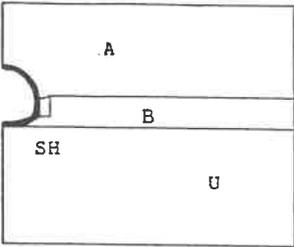
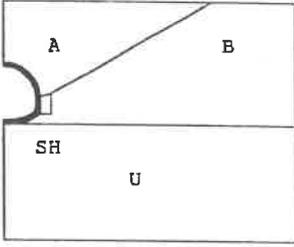
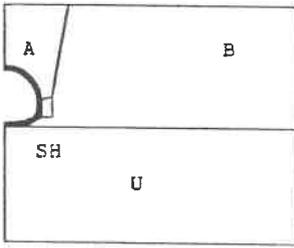
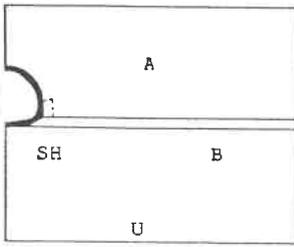
Böschungform	Netz	Steifemodul [MN/m ²]				Wand- reibungs- winkel tan δ	
		U	B	A	SH		
	1/00/1	50,0 50,0	50,0 50,0	50,0 50,0	100,0 100,0	0,3 0,0	
	1/00/2	50,0 50,0	37,5 37,5	25,0 25,0	100,0 100,0	0,3 0,0	
	1/00/3	50,0 50,0	27,5 27,5	5,0 5,0	100,0 100,0	0,3 0,0	
		1/30/1	50,0 50,0	50,0 50,0	50,0 50,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		1/30/2	50,0 50,0	37,5 37,5	25,0 25,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		1/30/3	50,0 50,0	27,5 27,5	5,0 5,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		1/80/1	50,0 50,0	50,0 50,0	50,0 50,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		1/80/2	50,0 50,0	37,5 37,5	25,0 25,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		1/80/3	50,0 50,0	27,5 27,5	5,0 5,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		2/00/1	50,0 50,0	50,0 50,0	50,0 50,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		2/00/2	50,0 50,0	37,5 37,5	25,0 25,0	100,0 100,0	0,3 0,0
		2/00/3	50,0 50,0	27,5 27,5	5,0 5,0	100,0 100,0	0,3 0,0

Bild 2.6.1: Variationen der Böschungsformen, des seitlichen Arbeitsraumes und der Bodenkennwerte

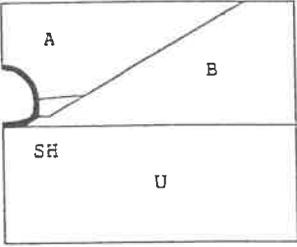
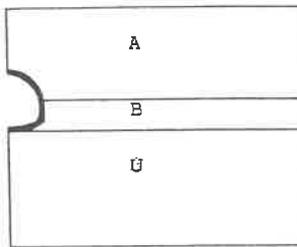
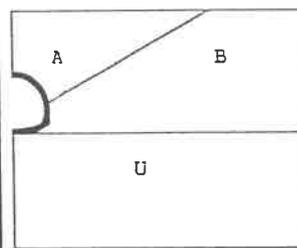
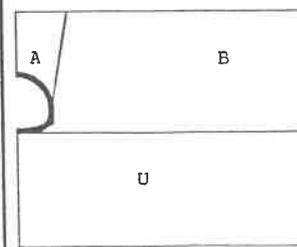
Böschungsform	Netz	Steifemodul [MN/m ²]				Wand- reibungs- winkel tan δ
		U	B	A	SH	
	2/30/1	50,0	50,0	50,0	100,0	0,3
		50,0	50,0	50,0	100,0	0,0
	2/30/2	50,0	37,5	25,0	100,0	0,3
		50,0	37,5	25,0	100,0	0,0
	2/30/3	50,0	27,5	5,0	100,0	0,3
		50,0	27,5	5,0	100,0	0,0
	3/00/1	50,0	50,0	50,0	--	0,3
		50,0	50,0	50,0	--	0,0
	3/00/1	50,0	37,5	25,0	--	0,3
		50,0	37,5	25,0	--	0,0
	3/00/3	50,0	27,5	5,0	--	0,3
		50,0	27,5	5,0	--	0,0
	3/30/1	50,0	50,0	50,0	--	0,3
		50,0	50,0	50,0	--	0,0
	3/30/2	50,0	37,5	25,0	--	0,3
		50,0	37,5	25,0	--	0,0
	3/30/3	50,0	27,5	5,0	--	0,3
		50,0	27,5	5,0	--	0,0
	3/80/1	50,0	50,0	50,0	--	0,3
		50,0	50,0	50,0	--	0,0
	3/80/2	50,0	37,5	25,0	--	0,3
		50,0	37,5	25,0	--	0,0
	3/80/3	50,0	27,5	5,0	--	0,3
		50,0	27,5	5,0	--	0,0

Bild 2.6.2: Variationen der Böschungsformen, des seitlichen Arbeitsraumes und der Bodenkennwerte

dert sich das statische System, es ist somit aufgrund der mit jedem Auffüllungsschritt verbundenen Systemänderung nicht möglich, die Auffüllung mit nur einem Rechenschritt zu simulieren. Es wurde daher eine Auffüllung in Stufen vorgenommen.

Hierbei erhält jede neue hinzugekommene Auffüllschicht einen "sehr kleinen" Elastizitätsmodul, der den lockeren, unverdichteten Boden repräsentiert. Im nächsten Schritt werden dieser, jetzt vorletzten Auffüllschicht die elastischen Konstanten des Bodens zugeordnet, da die Verdichtung dieser Auffüllstufe als abgeschlossen betrachtet wird. Die neu hinzugekommene lockere Auffüllschicht erhält den oben angesprochenen "sehr kleinen" Elastizitätsmodul. Die resultierenden Spannungen und Kräfte werden durch Aufsummieren der einzelnen Auffüllzustände ermittelt.

Die einzelnen Auffüllstufen sind an einem Beispiel in Bild 2.4 dargestellt. Die Auffüllstufen der anderen Varianten sind dem Anhang zu entnehmen. Durch die Elemententeilung bedingt, waren die Auffüllstufen nicht ganz horizontal (s. Bild 2.4). Diese Einflüsse sind aber aufgrund der relativ großen Belastungsschritte unbedeutend.

2.4 Materialparameter

Die für diese Berechnung gewählten Parameter waren:

Wichten von Beton und Boden:

$$\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3 \qquad \gamma_{\text{Boden}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Elastizitätsmodul:

$$\begin{aligned} E_{\text{Beton}} &= 30\,000 \text{ MN/m}^2 \\ E_{\text{Boden}} &= \text{siehe Bild 2.2, 2.6.1 und 2.6.2} \end{aligned}$$

Querdehnzahl:

$$\begin{aligned} \nu_{\text{Beton}} &= 0,2 \\ \nu_{\text{Boden}} &= 0,3 \end{aligned}$$

Wandreibungswinkel:

$$1. \tan\delta = 0,3 \quad \text{und} \quad 2. \tan\delta = 0,0.$$

Voruntersuchungen zeigten, daß die Hookeschen Parameter des Untergrunds zwar wesentlich die Setzung beeinflussen, aber nur geringe Auswirkungen auf die Schnittkräfte des Tunnels haben. Daher wurde für den Untergrund einheitlich ein Steifemodul von 50 MN/m^2 angesetzt (bei $\nu = 0,3$ entspricht das einem Elastizitätsmodul von $37,1 \text{ MN/m}^2$).

In der Diplomarbeit WITTLINGER (1985) wurde festgestellt, daß der Wandreibungswinkel für die Schnittkräfte des Tunnels keine große Bedeutung hat. Daher wurde die Untersuchung nur für die beiden Fälle $\delta = 0^\circ$ und $\tan\delta = 0,3$ ($\delta = 16,7^\circ$) durchgeführt.

2.5 Ergebnisse der FE-Berechnung

Um die Ergebnisse der FE-Analysen effizient auswerten zu können, wurde ein Plotprogramm entwickelt, das die Schnittkräfte und Belastungen für jede Variation anschaulich darstellt. Zu diesem Zweck wurde in das FE-Programm ein "Schnittgrößen"-Unterprogramm implementiert. Dieser Programmteil erlaubt es, Elementreihen als Balkenketten zu definieren. Aus den entlang der Balkenkette eingeführten Schnitten werden dann sowohl die Schnittkräfte als auch die tangentielle und vertikale Belastung aus den Kontaktkräften des Tunnelquerschnitts ermittelt. Anhand der ausgewerteten Daten (siehe Anhang) wurde das in Abschnitt 4 vorgestellte " λ -Verfahren" entwickelt.

2.5.1 Schnittkräfte und Belastungen des Maulquerschnitts

Die Berechnungen zeigen (ausführliche graphische Darstellung im Anhang), daß die Variation der Steifigkeiten des Bodens Momente und Querkräfte nur wenig ($\leq 15 \%$) und die Normalkräfte nahezu überhaupt nicht beeinflußt. Ursache hierfür ist, daß sich die Beanspruchung nur wenig ändert, solange zwar die Steifigkeit geändert wird, nicht aber die Verteilung der Steifigkeit. D.h. weniger der Betrag des Steifemoduls ist von Bedeutung als vielmehr der Verlauf. Bei den Setzungen ist es dagegen eher umgekehrt. Sie sind nahezu umgekehrt proportional zum Steifemodul. Änderungen der Querdehnzahl haben nahezu keine Bedeutung (Diplomarbeit BREINLINGER, 1984).

Die Kontaktbedingungen am Übergang Bauwerk-Boden haben ebenfalls (vgl. Abschnitt 2.4) einen geringen Einfluß auf die Schnittgrößen. Lediglich der Normalkraftverlauf ändert sich, da das Bauwerk, bei vorhandener tangentialer Reibung und entsprechender Verformung, eine Tangentialkraft auf den Boden übertragen kann. Dieser Effekt wird vor allem beim Normalkraftverlauf der Sohle deutlich.

Den dominierenden Einfluß, insbesondere auf die Belastung der Tunnelschale, hat die Form der Böschung. Die Ursache hierfür liegt in der Verformung des Halbraums aufgrund der aufgetragenen Belastung. Dies soll anhand von Bild 2.7 erläutert werden (aufgefüllter Bereich schraffiert).

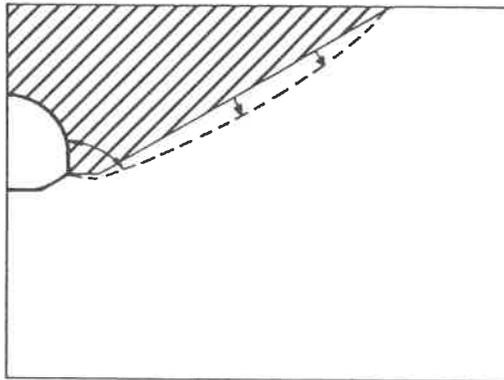


Bild 2.7 Auffüllbereich (schraffiert), dargestellt als Scheibe und deren Wirkung

Durch die Simulation der Verfüllung in Lagen ergeben sich vor allem zwei Effekte:

1. Da die Auffüllung als linear-elastisches Material idealisiert wird, wirkt sie wie eine Scheibe, die sich im Bereich der Firste abstützt. Dies führt dazu, daß die Normalspannung $\sigma_N > \gamma \cdot h$ ist.
2. Die Verformung der Böschung zur Seite hin - infolge der Belastung durch die Auffüllung - bewirkt eine Entlastung im Ulmenbereich.

Durch die beiden Effekte ergibt sich bei einer 30°-Böschung im Ulmenbereich - trotz hoher Steifigkeit der seitlichen Hinterfüllung ($E_g = 100 \text{ MN/m}^2$) - nur ein geringer Seitendruck, der für das Gesamttragverhalten ausschlaggebend ist. Die Scheibenwirkung des aufgefüllten Bodens ist u. a. eine Folge des hier verwendeten Hookeschen Stoffgesetzes. Beim nichtlinearen Stoffgesetz ist die Scheibenwirkung weniger ausgeprägt.

Im Abschnitt 3 (FE-Analyse mit nichtlinearem Stoffgesetz) und im Abschnitt 6.3 (Empfehlungen für die Anwendung von Belastungsbeiwerten) wird diese Problematik noch einmal aufgegriffen und diskutiert.

Eine geringe seitliche Belastung (= Stützung) im Ulmenbereich vermindert die Abtragung der Lasten über Membranwirkung sehr stark. Somit entstehen in den kritischen Eck-, Sohlen- und Firstbereichen relativ hohe Momente und niedrigere Normalkräfte. Diese Konstellation der Schnittgrößen ist hinsichtlich der Bemessung in nahezu allen Fällen ungünstiger als die anteilige oder vollständige Abtragung der Lasten über Membrankräfte.

Für den in der Praxis sehr seltenen Fall, daß die Auffüllung auf ebenem Gelände in Höhe der Tunnelsohle beginnt ("0°-Böschung"), tritt dieser Effekt bei der Berechnung nicht auf, denn es kann sich kein Gewölbe zwischen Tunnelfirste und Böschungsschulter bilden bzw. der Scheibe fehlt das Auflager an der Böschungsschulter.

Im Ulmenbereich wird bei den untersuchten Querschnitten nur eine geringe Stützwirkung durch seitliche Tunnelverformungen geweckt, da der Tunnel im Vergleich zum Boden sehr steif ist und somit die kleinen Tunnelverformungen nur geringe Reaktionskräfte des Bodens mobilisieren. Der Steifigkeitsunterschied zwischen Tunnel und Boden ist so gravierend, daß auch die Abminderung der Tunnelsteifigkeit beim Übergang vom Zustand I zum Zustand II an den Verhältnissen im Ulmenbereich wenig ändert.

Die Lastbilder für die Normal- und Tangentialbelastung sind ebenso wie die Schnittkräfte im Anhang 8.1 für alle gerechneten Varianten zusammengestellt.

2.5.2 Schnittkräfte und Belastungen des Trapezquerschnitts

Für den in Bild 2.1 dargestellten Trapezquerschnitt wurden bezüglich der Böschungsform nicht so viele Variationen wie beim Maulquerschnitt gerechnet. Für die durchgeführten FE-Berechnungen ergaben sich aber ähnliche Ergebnisse. In der Tendenz stimmen diese Ergebnisse mit denen des Maulquerschnitts überein.

Die Schnittkräfte sind betragsmäßig an vergleichbaren Punkten beim Trapezquerschnitt größer als beim Maulquerschnitt. Dies resultiert aus der Trapezform, die im Gegensatz zum Maulquerschnitt vor allem die Lasten über Biegung und Querkraft abträgt.

Da die Veränderungen der Parameter die gleichen Tendenzen wie beim Maulquerschnitt haben, ergibt sich für die Belastungsflächen, im Vergleich zum Maulquerschnitt, ein kaum verändertes Bild. Die für das Tragverhalten wichtigeren Ulmenbereiche sind auch beim Trapezquerschnitt nahezu ohne seitliche Belastung.

2.6 Ermittlung von Belastungsbeiwerten

Aufgrund der Ähnlichkeit der Belastungsfiguren der untersuchten Querschnitte werden Belastungsbeiwerte (λ -Werte) ermittelt, die es ermöglichen, die aus den FE-Analysen gewonnenen Erkenntnisse für einfache Rechenverfahren nutzbar zu machen. Die Festlegung der λ -Werte erfolgt ähnlich wie in der Vorschrift für Rohre (HORNUNG, 1985), ohne daß jedoch das Schema dieser Vorschrift in allen Einzelheiten übernommen wird.

In den Bildern 2.8 und 2.9 sind der Maulquerschnitt und der Trapezquerschnitt mit einer zur Vereinfachung "geglätteten" Belastung dargestellt. Die Lastbeiwerte (λ -Werte), die sich aus der FE-Berechnung ergeben, sind in den Tabellen 2.2 bis 2.4 und den Diagrammen 2.1 bis 2.6 dargestellt.

Die λ -Werte sind wie folgt definiert:

λ_i^n Belastungsbeiwert für die Belastung normal zur Tunneloberfläche

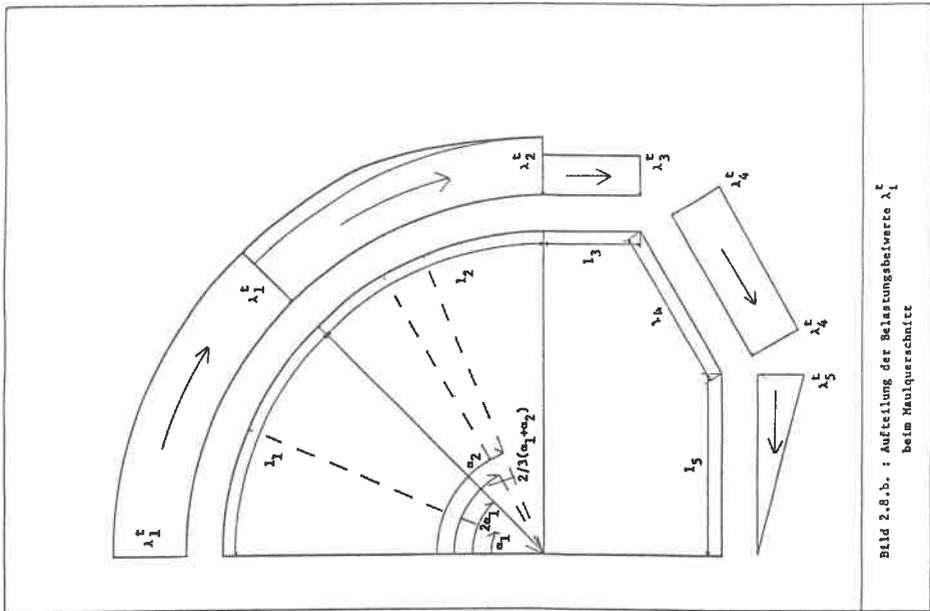


Bild 2.6.b. : Aufteilung der Belastungsbetwerte λ_k^E beim Maulquerschnitt

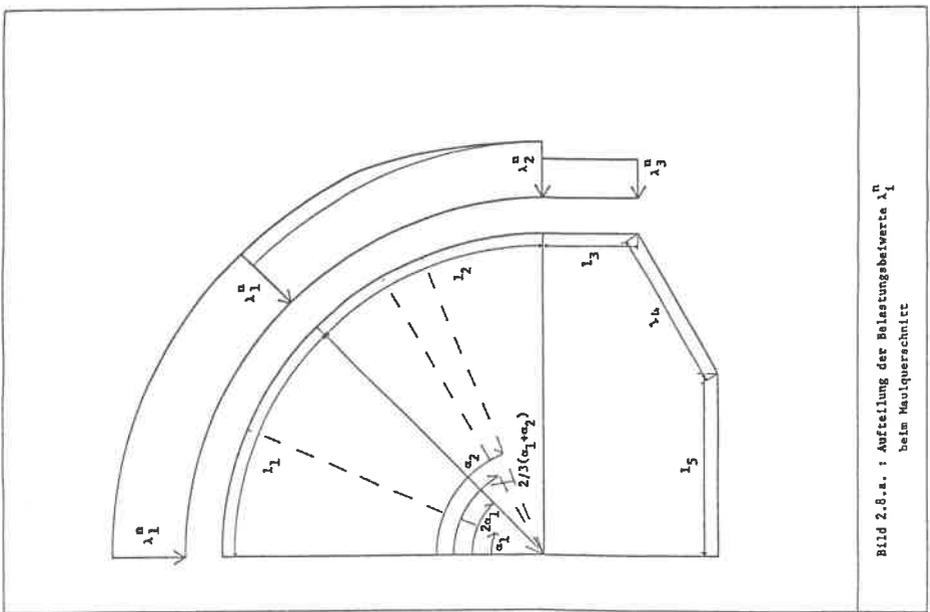


Bild 2.6.a. : Aufteilung der Belastungsbetwerte λ_k^R beim Maulquerschnitt

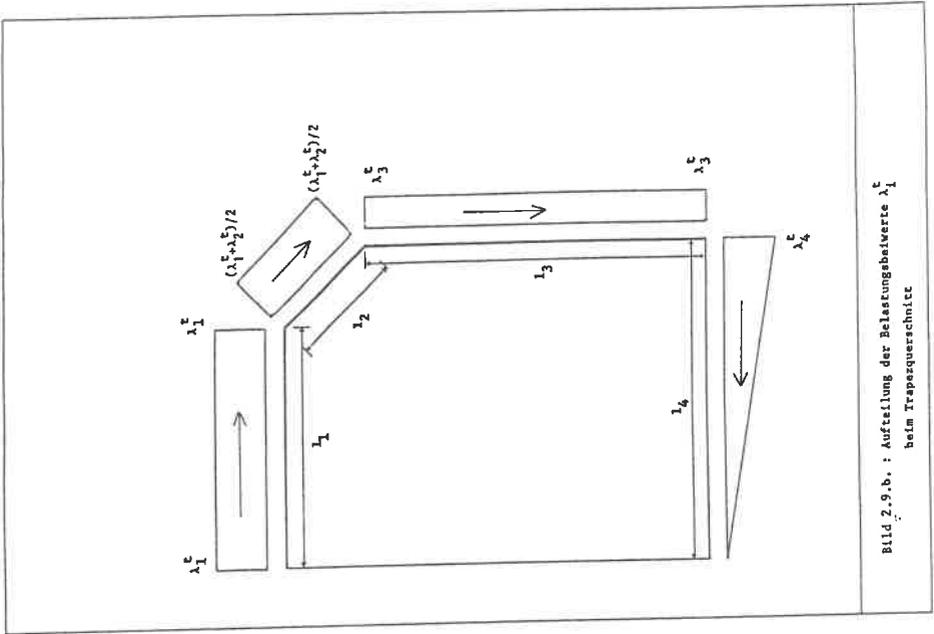


Bild 2.9.b. : Aufteilung der Belastungswerte λ_1^c beim Trapezquerschnitt

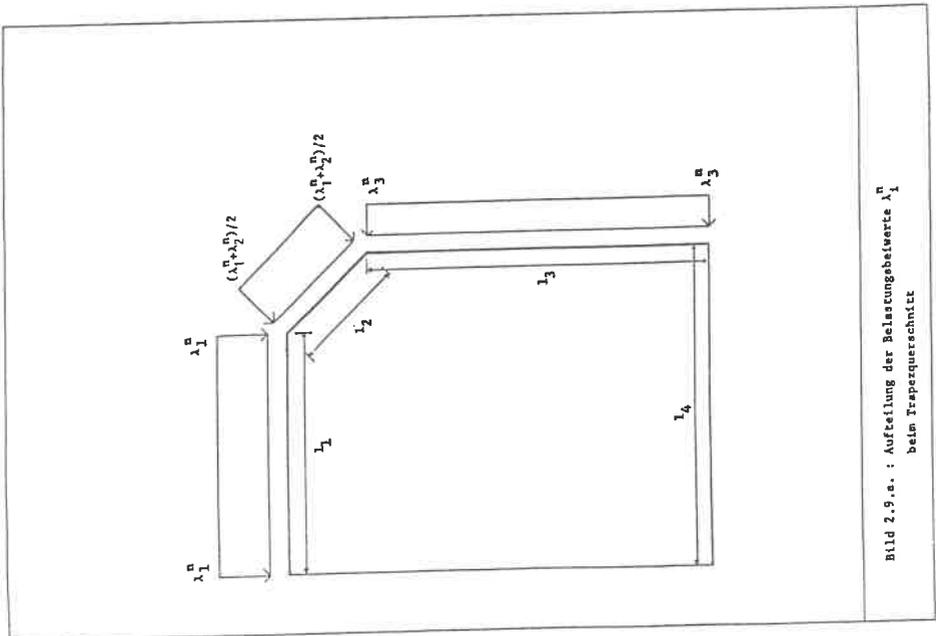


Bild 2.9.a. : Aufteilung der Belastungswerte λ_1^n beim Trapezquerschnitt

λ_i^t Belastungsbeiwert für die Belastung tangential zur Tunneloberfläche.

Hierbei bedeuten die Indizes n und t: normal bzw. tangential zur Tunneloberfläche. Der Index i gibt den Bereich an, für den der Belastungsbeiwert gilt.

Die Belastungskurve in Normalen- und Tangentenrichtung wird in drei Bereiche unterteilt, so daß der Index i von 1 - 3 läuft, d.h. es existieren jeweils 3 λ -Werte für die Tangential- und die Normalbelastung des Tunnelquerschnitts.

Für einen kreisförmigen Querschnitt bzw. einen Maulquerschnitt kann die Stützstellenaufteilung entsprechend Bild 2.8 vorgenommen werden. Bei einem geknickten Profil, wie z.B. beim Trapezquerschnitt, liegen die Stützstellen der λ -Werte in den Knickpunkten.

Der Bezugswert, mit dem alle λ -Werte multipliziert werden müssen, ist die Bezugsspannung σ_{zz}^F über der Firste infolge Erdauflast (plus eventuell auftretender Verkehrslast, die zur "Erdauflast" addiert werden muß).

$$\sigma_{zz}^F = \gamma_{\text{Boden}} \cdot h_{\text{UF}}$$

Hierbei bedeuten:

σ_{zz}^F	Bezugsspannung über der Firste (für alle λ -Werte konstant)
γ_{Boden}	Wichte des Auffüllbodens (Mittelwert)
h_{UF}	Überschüttungshöhe über der Firste.

Da der Verlauf der Belastung sehr stark von der Böschungsgeometrie abhängt, werden drei Varianten berücksichtigt. Mit diesen Varianten werden die in der Praxis üblichen Bauformen von Tunneln in offener Bauweise abgedeckt, so daß keine weiteren Parameter zu untersuchen sind. Die Diagramme und Tabellen werden für Böschungen, beginnend auf Tunnelsohlenhöhe, erstellt, wobei diese auch geneigt oder geknickt sein darf (vgl. z.B. Maulquerschnitt Bild 2.1), mit Arbeitsraum (NETZ 2 oder At2), ohne Arbeitsraum (NETZ 3 oder At3) und für

Böschungen mit Arbeitsraum, wobei die Böschung im Anfangsbereich senkrecht angelegt wird (NETZ 1 oder At1). Für den jeweils anstehenden Fall muß dann eine Tabelle bzw. ein Diagramm entsprechend gewählt werden (ausführliche Beschreibung in Abschnitt 4).

Bei der üblichen Berechnung eines Tunnelquerschnitts, Simulation der Bettung über Pendelstäbe oder durch Verwendung eines elastisch gebetteten Balkenelements ist lediglich der Belastungsverlauf in Firste und Ulme erforderlich. Eine Bettung wird nur für den Sohlenbereich angenommen. Bei den Seitenbereichen (Ulmen) wird keine Bettung angesetzt, da die eventuell vorhandenen Bodenreaktionen im Ulmenbereich über den Belastungsansatz bereits enthalten sind.

Die empirisch ermittelten Belastungsbeiwerte können nun nicht beliebig auf die unterschiedlichsten Querschnitte und Bodenarten angewendet werden. Um die Belastungsbeiwerte bei verschiedenen Überschüttungshöhen zu verbessern, wurde der Einfluß der Überschüttungshöhe untersucht und in den Diagrammen 2.1 bis 2.6 dargestellt. In den Tabellen wurden nur die λ -Werte mit einer Überschüttungshöhe $h_{\text{UF}} = h_{\text{T}} = 11,60$ m dargestellt. Die Diagramme gelten für Überschüttungshöhen von halber bis doppelter Tunnelhöhe ($0,5 h_{\text{T}} \leq h_{\text{UF}} \leq 2,0 h_{\text{T}}$).

Mit den ermittelten λ -Werten können viele praktisch vorkommende Fälle berechnet werden, jedoch sei darauf hingewiesen, daß die λ -Werte unter folgenden Voraussetzungen ermittelt wurden:

- Hooksches Gesetz für Boden und Beton
($\nu=0,3$ für alle Bodenschichten siehe Abschnitt 3),
- Tunnel im Zustand I;
- Steifemodul schichtweise konstant.

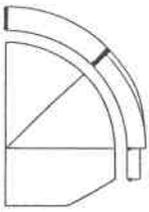
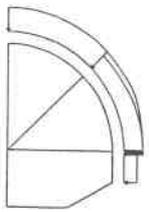
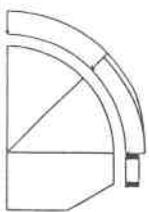
Der Einfluß des Steifemoduls der Auffüllung kann durch Multiplikation der λ -Werte mit den α -Werten der Tabelle 2.1 berücksichtigt werden.

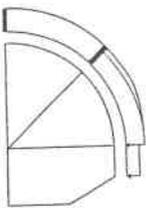
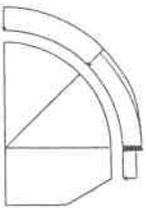
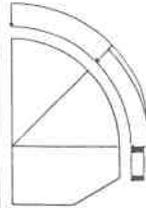
$E_{s,A}$ [MN/m ²]	κ für λ_1	κ für λ_2	κ für λ_3
50,0 = 1,0 $E_{s,U}$	1,00	1,00	1,00
25,0 = 0,5 $E_{s,U}$	1,02	0,94	1,04
5,0 = 0,1 $E_{s,U}$	1,04	0,93	0,98

$$p_1 = \kappa \cdot \lambda_1 \cdot \sigma_{zz}^F$$

Tabelle 2.1 Korrekturfaktor κ für die λ -Werte zur Berücksichtigung der verschiedenen Steifemoduln des Auffüllmaterials

Im Bereich der Sohle ist $\lambda_4^t = -0.4$ und $\lambda_5^t = -0.3$ anzusetzen, sofern im verwendeten Programm keine elastische Bettung in tangentialer Richtung implementiert ist. Diese Werte gelten für die Annahme, daß tangentiale Kräfte am Tunnelquerschnitt wirken. Der Verlauf der λ -Werte kann den Bildern 2.8. und 2.9. entnommen werden.

Maulquerschnitt Wandreibungswinkel $\tan \delta = 0,3$ n+t Belastung $h_{\text{ÜF}} = h_{\text{T}}$				
Netz	Element	1-7	8-14	15-17
	zug. λ	λ_1	λ_2	λ_3
1/00/1	n	1,163	0,921	1,177
	t	0,302	0,264	-0,041
1/30/1	n	1,170	0,608	0,280
	t	0,306	0,130	-0,044
1/80/1	n	1,174	0,082	0,283
	t	0,329	-0,021	-0,040
2/00/1	n	1,077	0,769	2,084
	t	0,293	0,233	0,369
2/30/1	n	1,163	0,451	0,173
	t	0,318	0,120	0,017
3/00/1	n	1,176	1,000	0,988
	t	0,303	0,211	-0,031
3/30/1	n	1,180	0,792	0,336
	t	0,310	0,172	-0,052
3/80/1	n	1,170	0,086	0,035
	t	0,323	-0,053	0,005
$\lambda_4^t = -0.4 \quad \lambda_5^t = -0.3$ (Verlauf nach Bild 2.8. bzw. 2.9.)				
Tabelle 2.2 Belastungsbeiwerte λ_i für einen Wandreibungswinkel $\tan \delta = 0.3$ und Arbeitsraumtyp 1				

Maulquerschnitt Wandreibungswinkel $\tan \delta = 0,3$ n+t Belastung $h_{UF} = h_T$				
Netz	Element	1-7	8-14	15-17
	zug- λ	λ_1	λ_2	λ_3
1/00/3	n	1,191	0,545	1,271
	t	0,268	0,228	0,025
1/30/3	n	1,207	0,329	0,344
	t	0,259	0,127	-0,055
1/80/3	n	1,206	0,124	0,175
	t	0,290	0,084	-0,006
2/00/3	n	1,138	0,404	1,762
	t	0,294	0,162	0,429
2/30/3	n	1,205	0,383	0,144
	t	0,264	0,172	0,022
3/00/3	n	1,212	0,546	1,040
	t	0,269	0,205	0,068
3/30/3	n	1,203	0,185	0,322
	t	0,260	0,138	-0,036
3/80/3	n	1,203	-0,253	0,033
	t	0,286	-0,002	0,004
$\lambda_4^t = -0,4 \quad \lambda_5^t = -0,3$ (Verlauf nach Bild 2.8. bzw. 2.9.)				
Tabelle 2.3 Belastungsbeiwerte λ_i für einen Wandreibungswinkel $\tan \delta = 0,3$ und Arbeitsraumtyp 3				

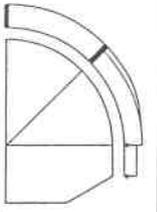
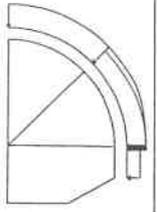
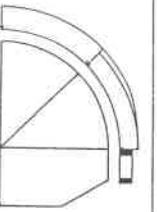
Maulquerschnitt Wandreibungswinkel $\tan \delta = 0,0$ n Belastung $h_{UF} = h_T$				
Netz	Element	1-7	8-14	15-17
	zug. λ	λ_1	λ_2	λ_3
1/00/1	n	1,306	0,552	0,720
1/30/1	n	1,305	0,159	0,104
1/80/1	n	1,346	0,038	0,118
2/00/1	n	1,238	0,576	1,843
2/30/1	n	1,289	-0,005	0,071
3/00/1	n	1,350	0,652	0,733
3/30/1	n	1,328	0,426	0,123
3/80/1	n	1,437	0,063	0,016
1/00/3	n	1,323	0,197	0,861
1/30/3	n	1,320	-0,024	0,102
1/80/3	n	1,346	0,194	0,064
2/00/3	n	1,238	0,128	1,623
2/30/3	n	1,298	0,050	0,063
3/00/3	n	1,350	0,386	0,658
3/30/3	n	1,328	0,862	0,015
3/80/3	n	1,437	0,141	0,103

Tabelle 2.4 Belastungsbeiwerte λ_i für einen Wandreibungswinkel $\tan \delta = 0,0$ und Arbeitsraumtyp 1 und 3

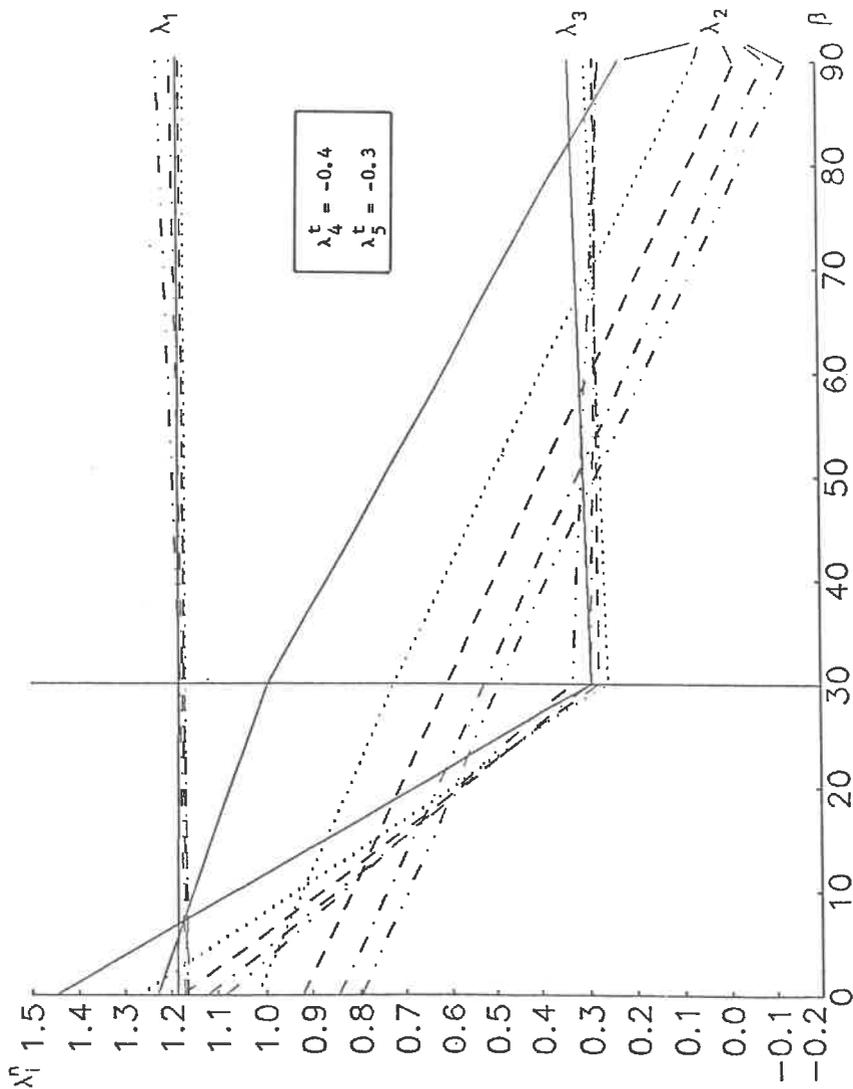
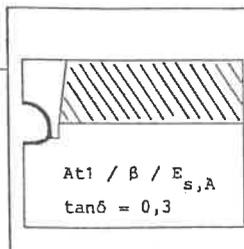


Diagramm 2.1.a. Belastungsbeiwerte λ_i^n in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — $0,5 h_T$ / $0,75 h_T$ / --- $1,0 h_T$ /
 - - - $1,25 h_T$ / - - - - $1,5-2,0 h_T$



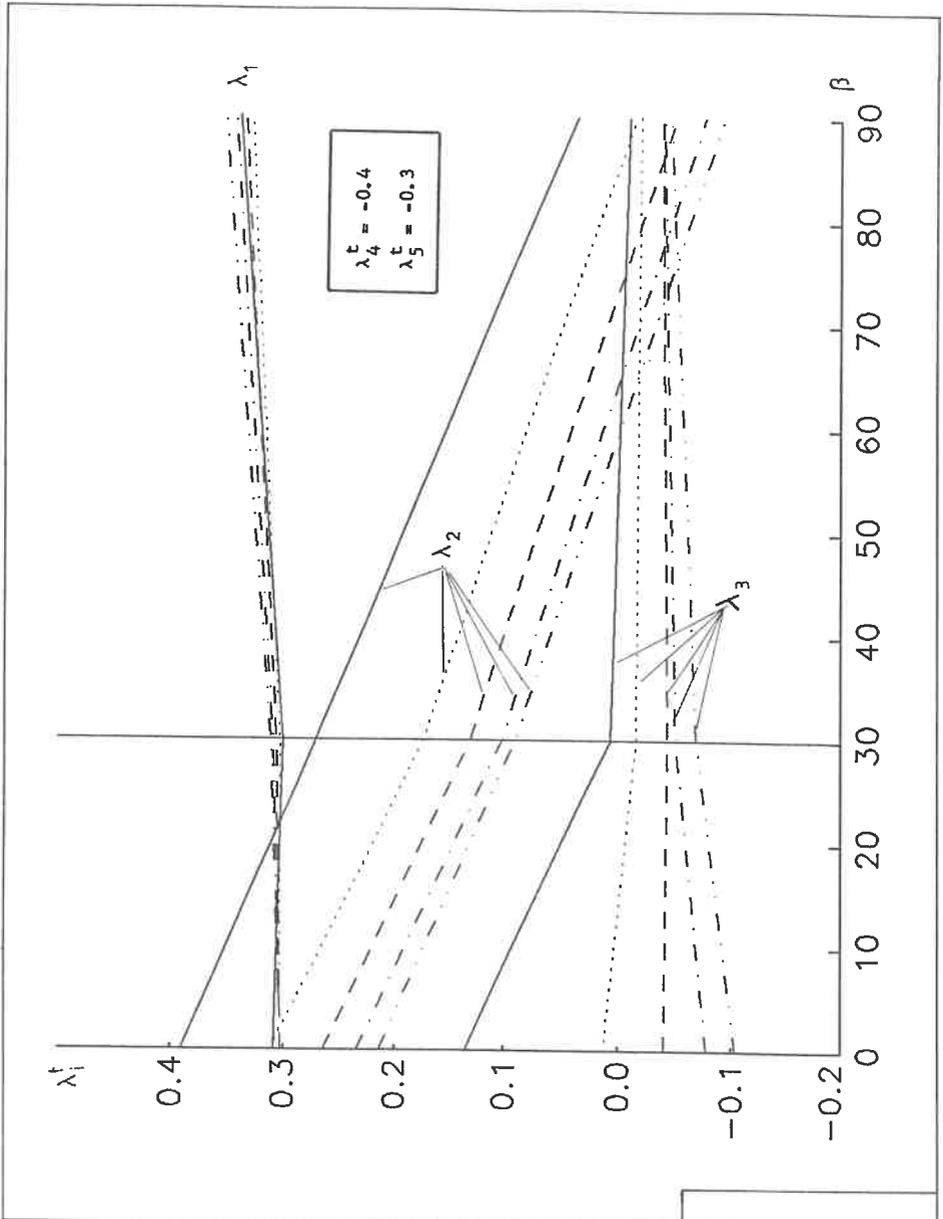
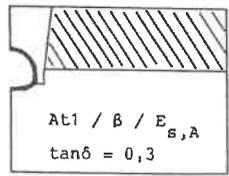


Diagramm 2.1.b. Belastungsbeiwerte λ_i^t in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — $0,5 h_T$ / $0,75 h_T$ / --- $1,0 h_T$ /
 - - - $1,25 h_T$ / - - - $1,5-2,0 h_T$



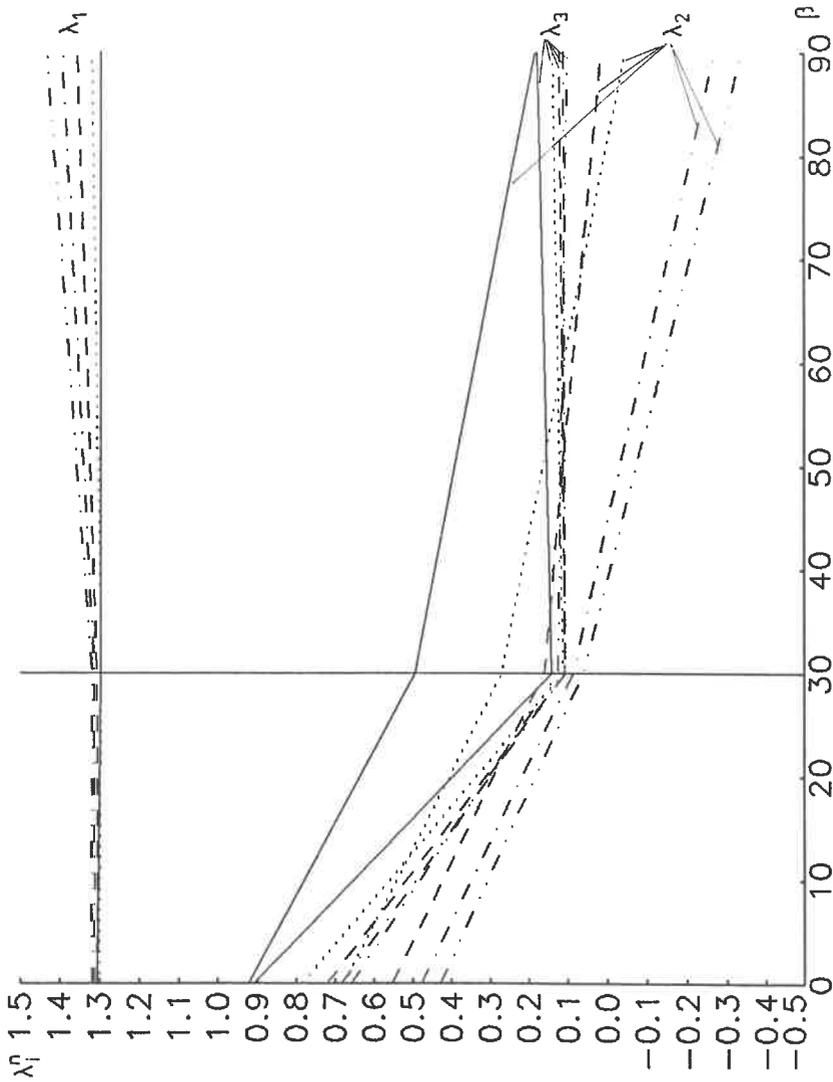
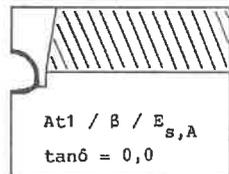


Diagramm 2.2. Belastungsbeiwerte λ_i^n in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — 0,5 h_T / 0,75 h_T / --- 1,0 h_T /
 - - - 1,25 h_T / - - - - 1,5-2,0 h_T



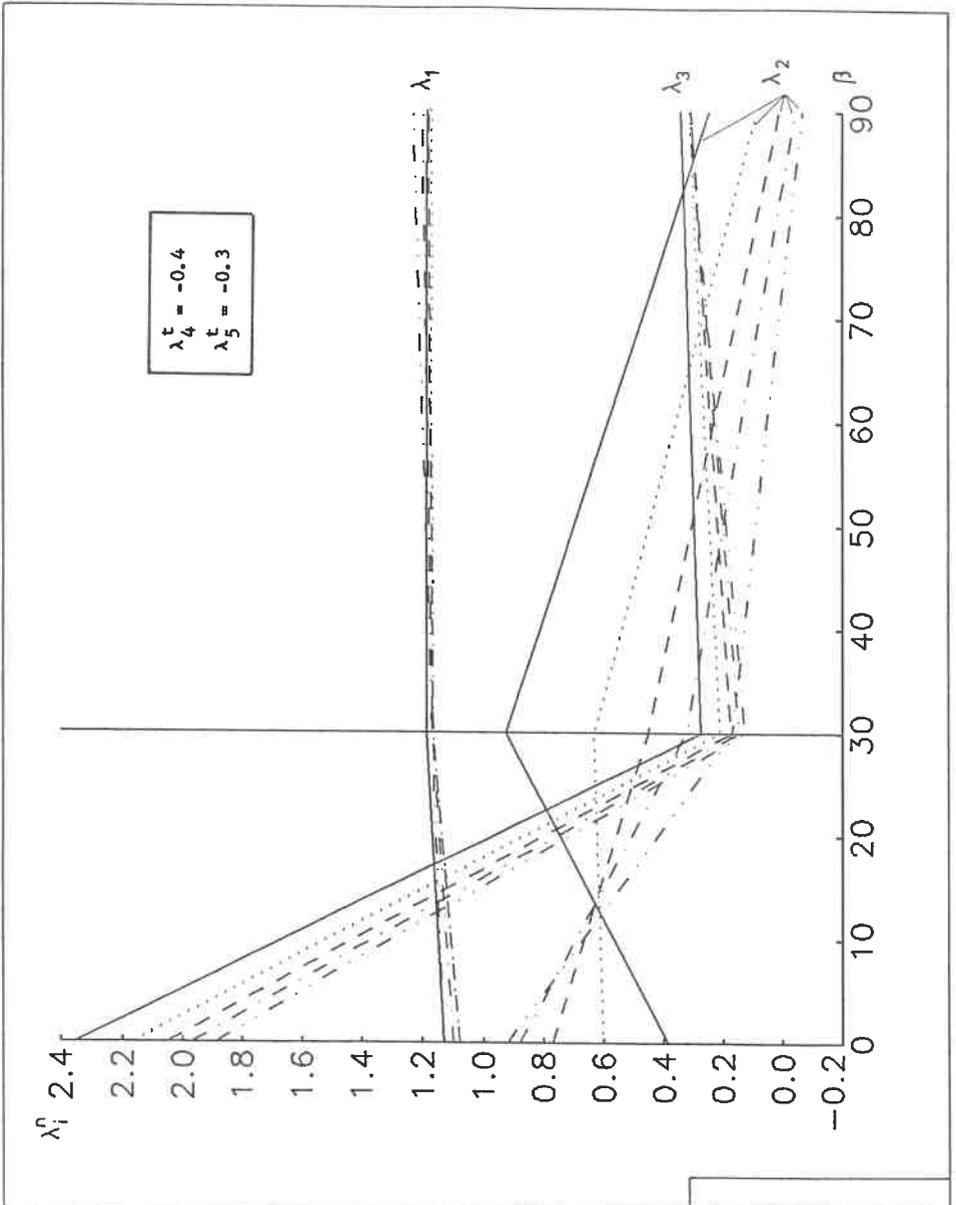


Diagramm 2.3.a. Belastungsbeiwerte λ_i^n in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — 0,5 h_T / 0,75 h_T / --- 1,0 h_T /
 - - - 1,25 h_T / - - - - 1,5-2,0 h_T

$At_2 / \beta / E_{s,A}$
 $\tan \delta = 0,3$

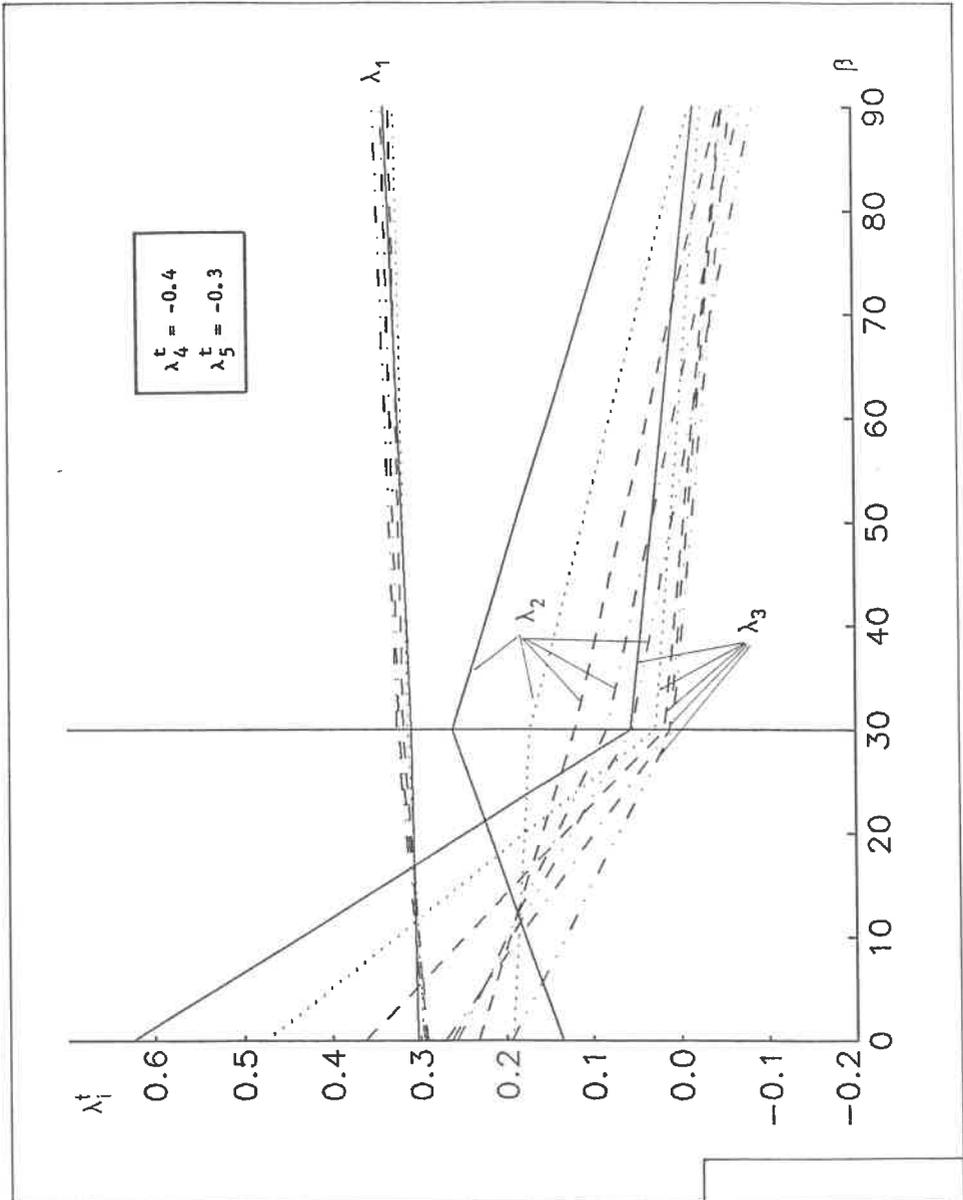


Diagramm 2.3.b. Belastungsbeiwerte λ_1^t in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — 0,5 h_T / 0,75 h_T / --- 1,0 h_T /
 - - - - 1,25 h_T / - - - - 1,5-2,0 h_T

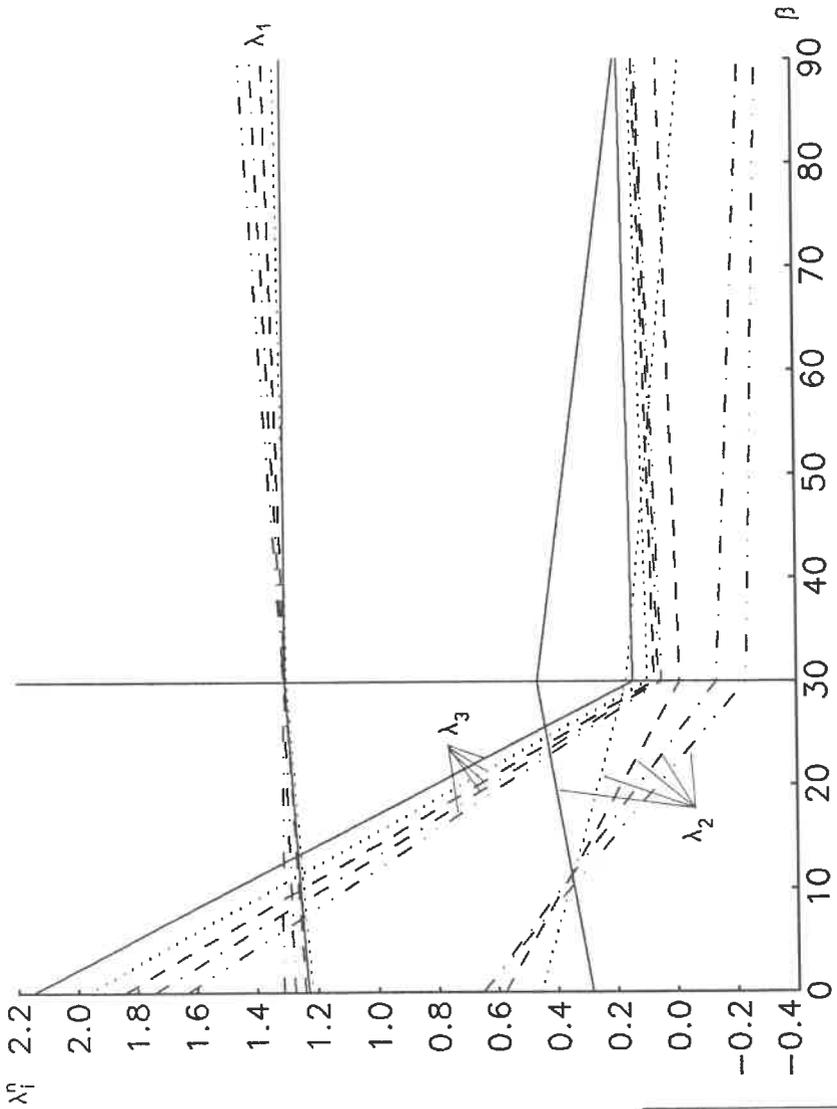
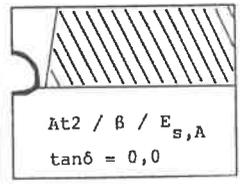


Diagramm 2.4. Belastungsbeiwerte λ_1^n in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — $0,5 h_T$ / $0,75 h_T$ / -- $1,0 h_T$ /
 - - - $1,25 h_T$ / - - - $1,5$ / $2,0 h_T$



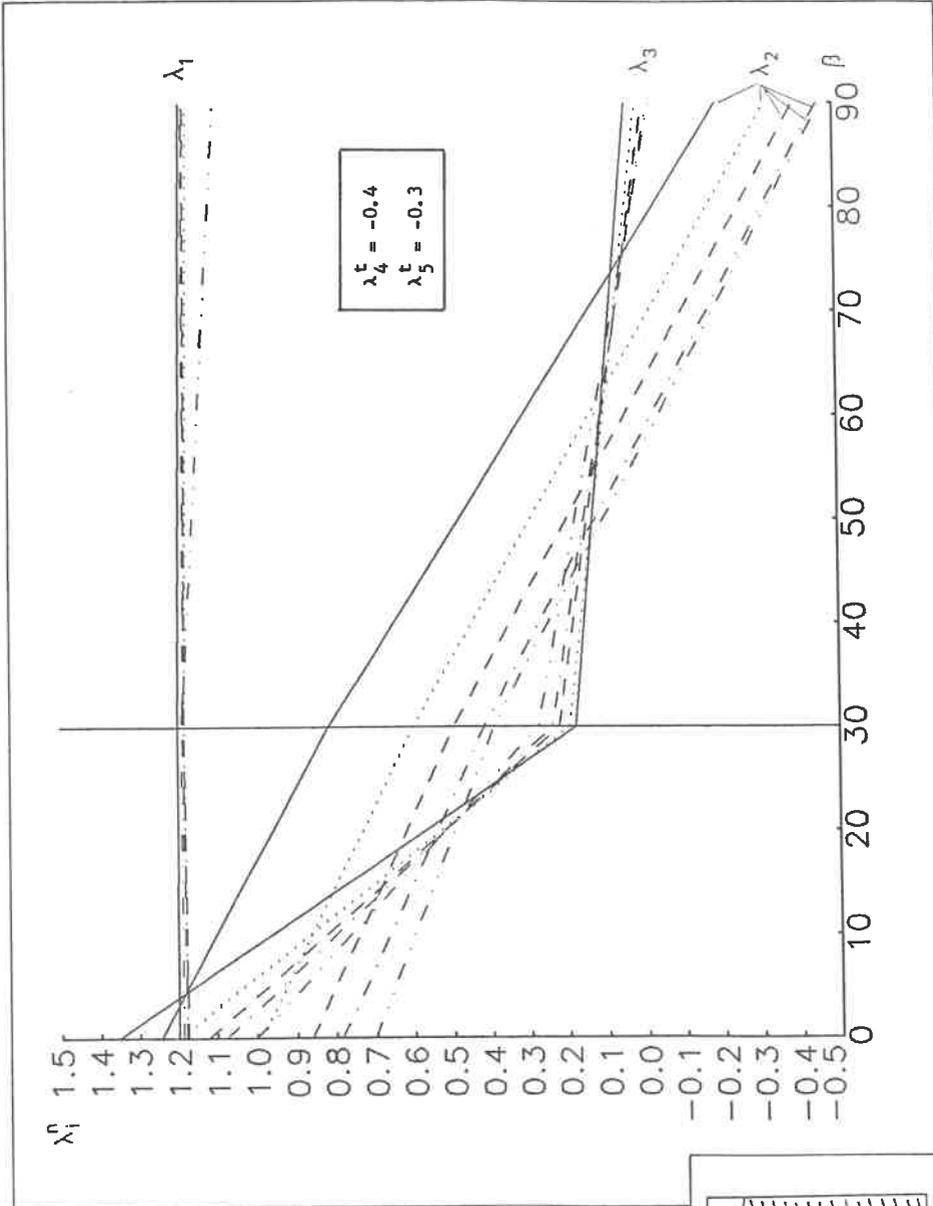
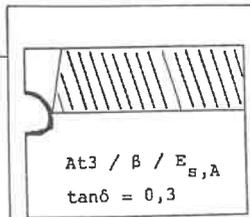


Diagramm 2.5.a. Belastungsbeiwerte λ_i^n in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — 0,5 h_T / ··· 0,75 h_T / --- 1,0 h_T /
 - - - 1,25 h_T / - · - 1,5-2,0 h_T



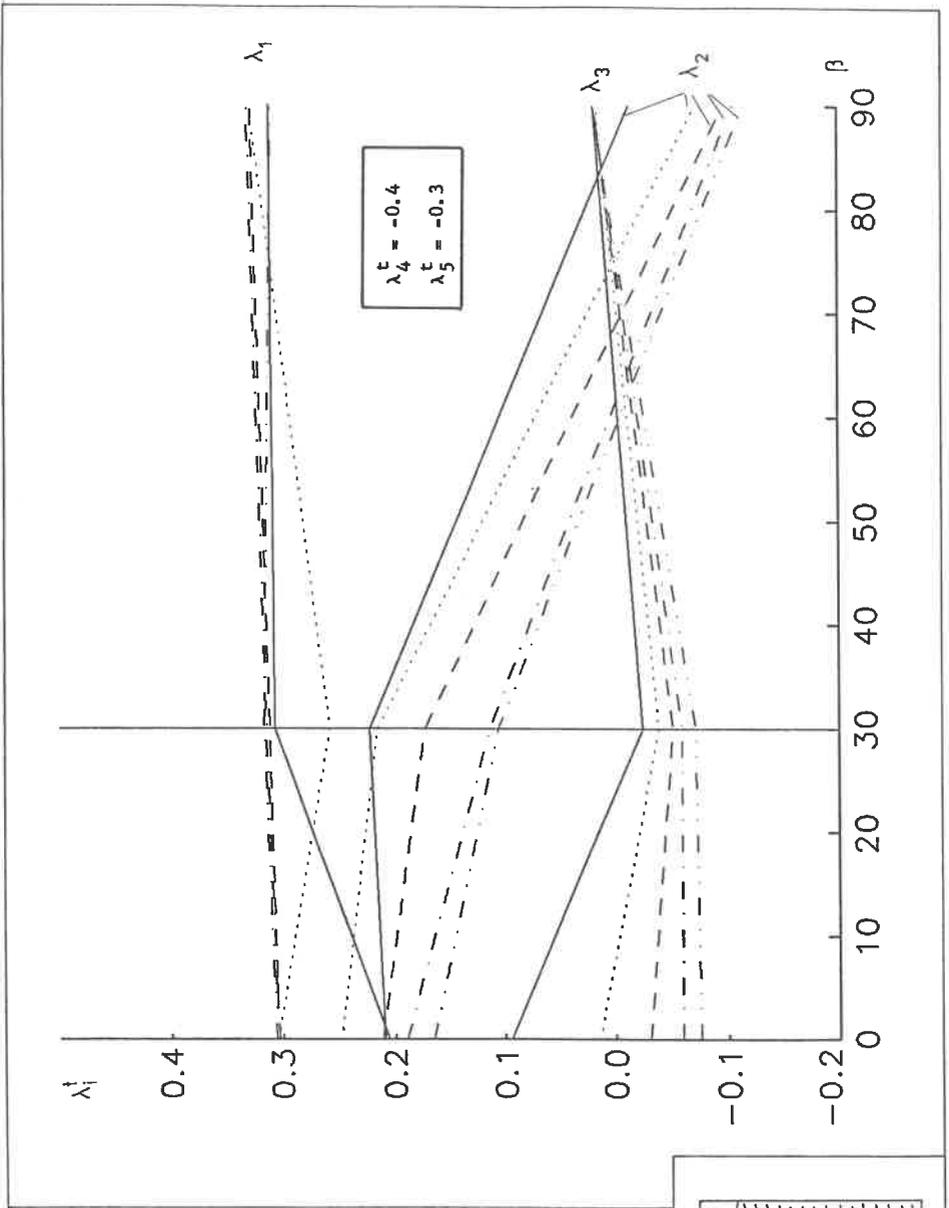
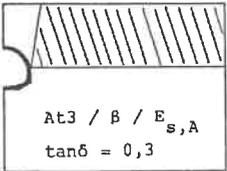


Diagramm 2.5.b. Belastungsbeiwerte λ_i^t in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe h_{UF}
 — $0,5 h_T$ / $0,75 h_T$ / - - $1,0 h_T$ /
 - - - $1,25 h_T$ / - - - $1,5-2,0 h_T$



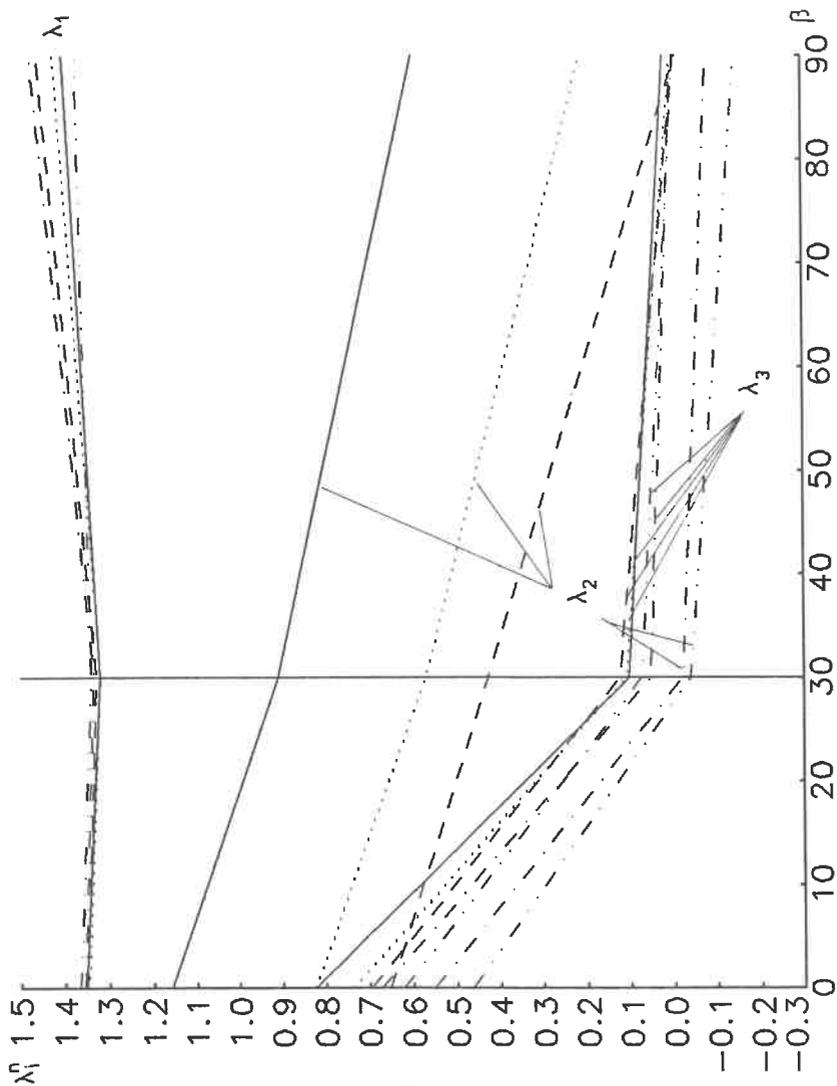
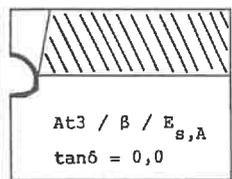


Diagramm 2.6. Belastungsbeiwerte λ_1^n in
 Abhängigkeit der Überschüttungshöhe $h_{ÜF}$
 — 0,5 h_T / 0,75 h_T / --- 1,0 h_T /
 - · - · 1,25 h_T / - - - - 1,5 - 2,0 h_T



3. FE-ANALYSE MIT NICHTLINEAREM STOFFGESETZ (DUNCAN/CHANG)

3.1 Bodenkennwerte und Parameter des Stoffgesetzes

Wie bereits erwähnt, soll anhand einer nichtlinearen Berechnung der Einfluß der materiellen Nichtlinearität des Bodens geklärt werden. Diese Berechnungen werden für verschiedene Böschungsneigungen durchgeführt. Dabei wird das Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG (1970), bei dem "inkrementelle Elastizitätsmoduln" bzw. "inkrementelle Querdehnungszahlen" in Abhängigkeit vom Spannungszustand gesetzt werden, verwendet.

Bei DUNCAN/CHANG (1970) lautet die Formel für den "Elastizitätsmodul" (E_t) im Inkrement:

$$E_t = (1 - R_f \cdot S)^2 \cdot K_{DC} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{n_{DC}} \quad (S < 1)$$

$$E_t = 0 \quad (S \geq 1)$$

Für die inkrementelle "Querdehnungszahl" (v_t) wird vorgeschlagen:

$$v_t = v_o \quad (S < 1,0)$$

$$v_t = 0,5 \quad (S \geq 1,0)$$

Diese Formeln werden aus Plausibilitätsgründen modifiziert zu

$$E_t = (1 - R_f \cdot S)^2 \cdot \bar{K} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 \cdot p_a}\right)^{\bar{n}}$$

$$\text{und } v_t = 0,5 + (v_o - 0,5) \cdot (1 - R_f \cdot S)^2$$

$$\text{Für } S \geq 1,0 : E_t = 0; v_t = 0,5$$

Die Scherzahl S wird definiert als

$$S = \frac{(1 - \sin\varphi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(\sigma_3 \cdot \sin\varphi + c \cdot \cos\varphi)}$$

Die Berechnungen werden mit den Materialparametern

Scherwinkel	$\varphi' = 30^\circ$
Kohäsion - Auffüllboden	$c' = 20 \text{ KN/m}^2$
- Untergrund	$c' = 50 \text{ KN/m}^2$
Querdehnungszahl	$\nu_o = 0,3$
Parameter des Stoffgesetzes nach D/C:	$R_F = 0,85$
	$\bar{K} = 1000,0$
	$\bar{n} = 0,55$

durchgeführt.

Da in der Berechnung Verschiebungselemente verwendet werden, muß $\nu_t < 0,5$ sein. Als Grenzwert wird 0,495 verwendet. Das Gleichungssystem in der FE-Berechnung würde singular, wenn an einem Knotenpunkt, der nicht festgehalten wird, nur Elemente beteiligt sind, bei denen das Coulombsche Kriterium erreicht ist, also $E_t = 0$. Um nicht die Freiheitsgrade in Abhängigkeit vom Spannungszustand ändern zu müssen, wird bei $S \geq 1$ für E_t der Wert 0,01 MN/m² gesetzt.

3.2 Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung

Die nichtlineare Berechnung zeigt zwar ähnliche Tendenzen wie die linear-elastische, jedoch ergeben sich aufgrund der Abhängigkeit von E-Modul und Querdehnzahl in Abhängigkeit vom Spannungszustand vor allem im Ulmenbereich signifikante Unterschiede. Da in der verwendeten Formulierung mit zunehmender Scherbeanspruchung $E_t \rightarrow 0$ und $\nu_t \rightarrow 0,5$ gehen, wird im Ulmenbereich die stützende Kraft des Bodens stärker mobilisiert. Dadurch werden die Lasten mehr über Normalkraft und weniger über Biegung abgetragen. D.h. die Normalkräfte nehmen zu und die Biegemomente ab. Diese Tendenz zeigt sich bei allen drei untersuchten Böschungsneigungen. Die Unterschiede zeigen sich in den Diagrammen 3.1 und in der Tabelle 3.1 sowohl bei den λ -Werten als auch bei den Schnittkräften. Die Werte λ_1 und λ_2 ändern sich nur wenig, jedoch der die Belastung in der Ulme charakterisierende Wert λ_3 erhöht sich sehr stark im Vergleich zur linear-elastischen Analyse.

Eine ähnliche Stützwirkung im Ulmenbereich ergibt sich dann, wenn man bei einer linear-elastischen Analyse dem Hinterfüllmaterial im Arbeitsraum (siehe Bild 3.1) eine Querdehnzahl von 0,5 zuweist.

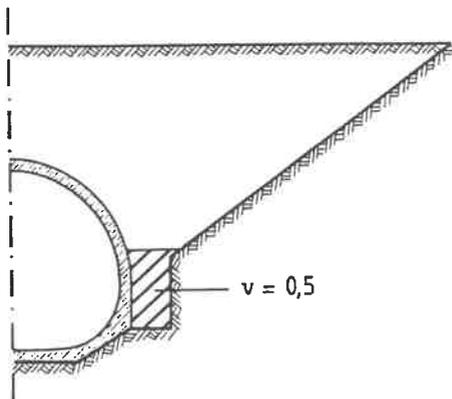


Bild 3.1: Hochverdichtete seitliche Hinterfüllung mit bindigem Material

Da die Brauchbarkeit des Stoffgesetzes von Duncan/Chang jedoch nicht allgemein gegeben ist, empfiehlt es sich in der Praxis, das einfachere, aber auch eindeutige Hookesche Gesetz für die Beschreibung des Bodens zu verwenden, zumal man mit den hiermit errechneten Schnittgrößen auf der "sicheren Seite" liegt. Bei langen Tunneln, wo die Berechnungsmethode große ökonomische Bedeutung hat, kann es zweckmäßig sein, ergänzend zur linear-elastischen Berechnung, nichtlineare Analysen durchzuführen.

Wenn nichtlineare Berechnungen in einer Ausschreibung verlangt werden, ist es notwendig, daß der Auftraggeber sehr präzise vorschreibt, mit welchem Stoffgesetz und welchen Parametern gerechnet werden muß. Eine globale Beschreibung etwa in Form "entsprechend dem Stoffgesetz von Duncan/Chang" ist auf keinen Fall ausreichend, da die Ergebnisse sehr stark davon abhängen, wie das Stoffgesetz von Duncan/Chang in einem FE-Programm implementiert ist. Deshalb ist es meist besser, wenn nichtlineare FE-Analysen von unabhängigen Büros oder Instituten als Ergänzung zu konventionellen statischen Berechnungen durchgeführt werden. Dann ergibt sich für den Bauherrn auch nicht das Problem nahezu undurchschaubare Berechnungen bewerten zu müssen.

Arbeitsraumtyp 1			Bezugsschnittgrößen	Schnittgrößen aus	Prozentuale
$E_{s,a} = E_{s,u}$			aus linearer	nichtlinearer	Abweichung von
Wandreibungswinkel			FE-Berechnung	FE-Berechnung	den Bezugsschnitt-
$\tan\delta=0,3$			[kNm/m] bzw. [kN/m]	[kNm/m] bzw. [kN/m]	größen in [%]
n+t Belastung					
Böschung					
$\beta=0^\circ$	Firstmitte	M	1229	832	-32.2
		Q	--	--	--
		N	-1097	-1225	11.7
	Ulme/Sohle	M	-2386	-1864	-21.9
		Q	-589/1541	-636/1365	7.0/-11.4
		N	-2435/-1677	-2394/-1683	-1.7/0.4
	Sohlenmitte	M	2460	1661	-32.5
		Q	--	--	--
		N	-814	-980	20.4
$\beta=30^\circ$	Firstmitte	M	1505	932	-38.1
		Q	--	--	--
		N	-963	-1206	25.2
	Ulme/Sohle	M	-2387	-1388	-33.5
		Q	-207/1639	-316/1372	52.7/-16.2
		N	-2329/-1282	-2325/-1306	0.2/1.9
	Sohlenmitte	M	2747	1439	-45.6
		Q	--	--	--
		N	-236	-456	93.2
$\beta=80^\circ$	Firstmitte	M	1638	991	-39.5
		Q	--	--	--
		N	-850	-1156	36.0
	Ulme/Sohle	M	-1890	-1051	-44.4
		Q	-25/1501	-98/1282	292.0/-14.6
		N	-2159/-1014	-2297/-1049	6.4/3.5
	Sohlenmitte	M	2450	1190	-51.4
		Q	--	--	--
		N	-90	-335	245.0

Tabelle 3.1: Vergleich der Schnittkräfte bei linear elastischer und nichtlinearer FE-Berechnung

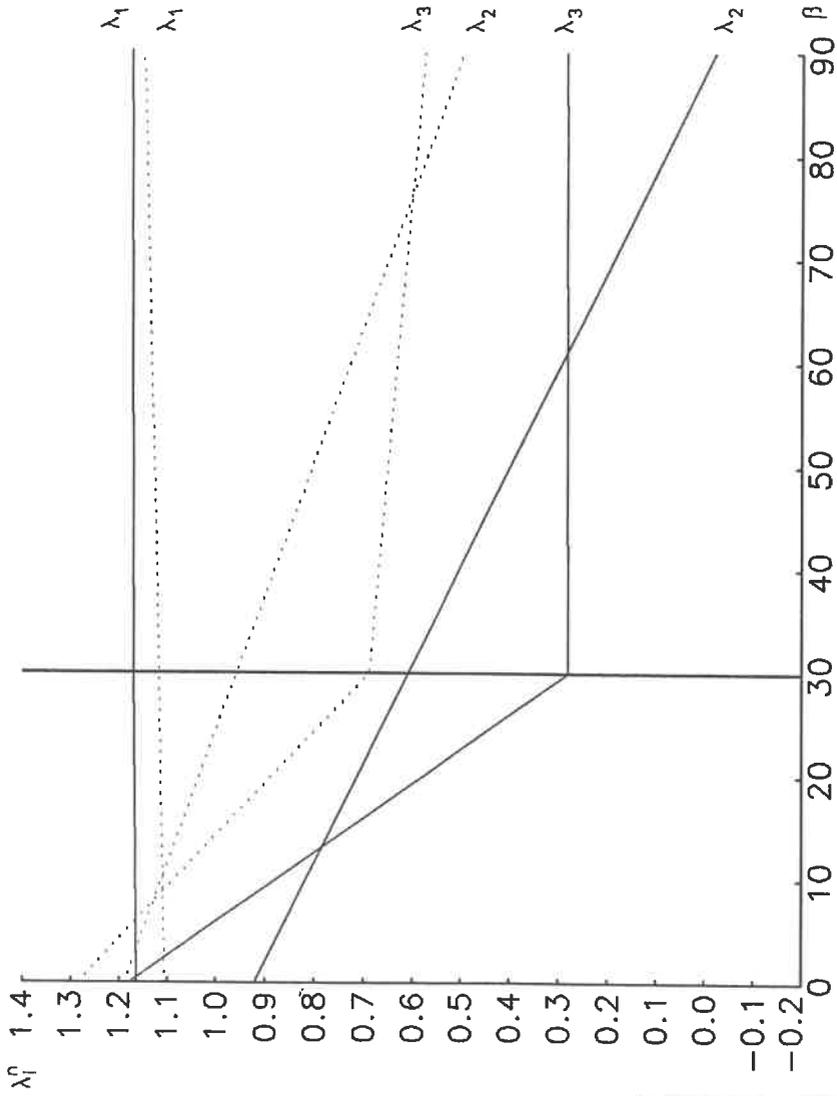
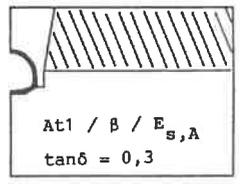


Diagramm 3.1.a. Vergleich linear-elastisches /
 nichtlineares Stoffgesetz (Duncan/Chang)
 — linear elastisch/.....nichtlinear



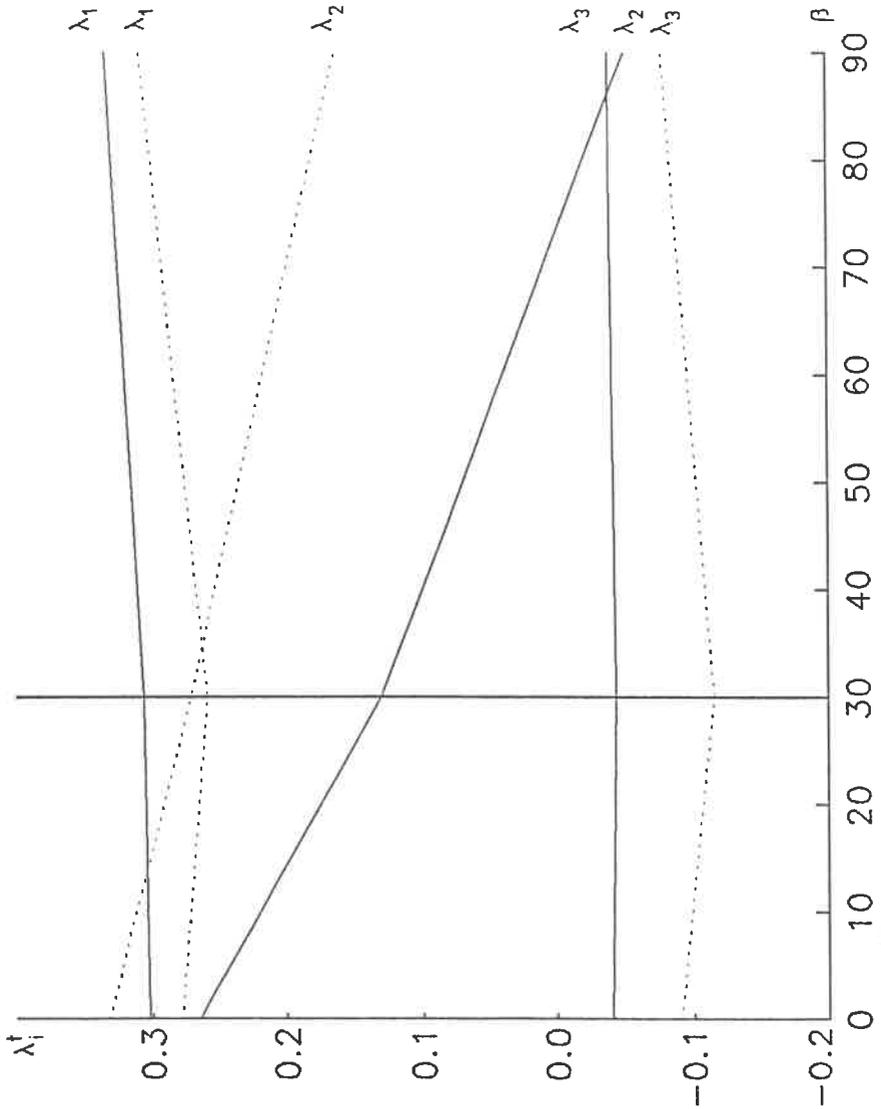
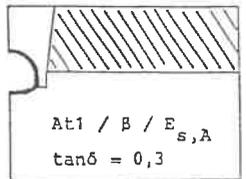


Diagramm 3.1.b. Vergleich linear-elastisches /
nichtlineares Stoffgesetz (Duncan/Chang)
— linear elastisch/.....nichtlinear



4. BERECHNUNG DES TUNNELS ALS TEILWEISE ELASTISCH GEBETTETER STABZUG

Die Berechnung eines Tunnelquerschnitts als elastisch gebetteter Stabzug ist praktisch nur mit einem leistungsfähigen Stabwerksprogramm und einem entsprechenden Computer möglich. Es ist vorteilhaft, wenn in dem Programm elastisch gebettete Balkenelemente zur Verfügung stehen, da sonst die elastische Bettung durch Federstäbe simuliert werden muß, was die Dateneingabe und die Auswertung erschwert.

Für diese Untersuchung wurde das "Lehr-Programm-System" (LPS) des Institutes für Baustatik der Universität Stuttgart verwendet, dem für die Überlassung des Programms und die freundliche Beratung herzlich gedankt sei. Das Programm erwies sich als sehr vorteilhaft, da elastisch gebettete Balkenelemente implementiert sind und eine komfortable graphische Auswertung möglich ist. Von der in LPS möglichen Option "Theorie II. Ordnung" wurde kein Gebrauch gemacht, da die untersuchten Tunnelquerschnitte relativ dickwandig sind und somit die Annahme kleiner Deformationen gerechtfertigt ist.

4.1 Aufbereitung der Eingabedaten

Mit Hilfe des Stabwerksprogramms LPS wurden die beiden Verfahren

- a) Stabzug mit elastisch gebetteten Balkenelementen
- b) Stabzug nur aus Balkenelementen mit Federstäben

untersucht (Bild 4.1 und 4.2).

Für das Materialverhalten des Tunnels wurde in beiden Fällen das Hookesche Gesetz angesetzt. Im Fall a) wird die Bodenreaktion durch die elastische Bettung geweckt. Es wurde ein über die Sohle konstanter Bettungsmodul k_g verwendet.

Wenn keine "elastisch gebetteten Balken" als Elemente des Stabwerkprogramms zur Verfügung stehen, ist die elastische Bettung durch Federstäbe zu simulieren. Dabei ergeben sich die Daten der Federstäbe aus dem Bettungsmodul nach der Formel (4.1)

$$\frac{1}{A_B \cdot k_s} = \frac{l_F}{E_F A_F} \quad \left[\frac{\text{m}}{\text{MN}} \right] \quad (4.1)$$

Hierbei bedeuten:

- k_s Bettungsmodul,
- A_B Fläche des, pro Federstab, simulierten Bodens,
- l_F Länge des Federstabes,
- E_F E-Modul des Federstabes,
- A_F Querschnittsfläche des Federstabes.

Da die Fläche A_B des Bodenelements und der Bettungsmodul durch die Geometrie bzw. durch das Material vorgegeben sind, bleibt zur Erfüllung der Gleichung ein freier Parameter übrig. Wählt man nun die Länge des Pendelstabes mit $l_F = 1,0 \text{ m}$, so ergibt sich die Steifigkeit $E_F A_F$ des Federstabes aus Gleichung (4.1). Analog läßt sich bei Bedarf eine tangentielle Bettung mit Hilfe von Federstäben simulieren.

Zur korrekten Simulation der Bettung muß der betreffende Balkenabschnitt in ausreichend viele Unterabschnitte aufgeteilt werden, wobei jedem Unterabschnitt mindestens ein Federstab zugeordnet werden muß (Bild 4.1).

4.2 Belastung und Bettung

Zur Ermittlung des Belastungsverlaufs wurde das im Abschnitt 2.6 vorgestellte Verfahren mit Belastungsbeiwerten angewandt. Die erforderlichen Beiwerte (λ -Werte) sind aus den Diagrammen 2.1 bis 2.6 und den Tabellen 2.2 bis 2.4 ersichtlich. Mit dieser Methode wurde der als Stabzug idealisierte Tunnelquerschnitt berechnet und die Anwendbarkeit des entwickelten Verfahrens erprobt. Hierzu wurde auch der ermittelte Belastungsverlauf variiert, um die Empfindlichkeit gegenüber einer Änderung der Belastungsverteilung zu untersuchen. Die Simulation der Bettung nach Abschnitt 2.6 wurde auf ihre Richtigkeit und Genauigkeit getestet.

Wie bereits erwähnt, wird nur dem Sohlbereich eine elastische Bettung zugewie-

sen. Im Ulmenbereich wird eine Lastfläche angesetzt und auf eine elastische Bettung verzichtet.

Der Einfluß der tangentialen Bettung der Sohle (Sohlrreibung) wurde an einem Einzelfall untersucht. Dabei zeigte es sich, daß es vorteilhaft ist, die Schubbelastung infolge Sohlrreibung durch den Ansatz einer entsprechenden Belastung zu berücksichtigen. So wurde bei den hier durchgeführten Berechnungen, die denen der FE-Analyse entsprechen, verfahren.

Die Sohlbettung in Normalen-Richtung wird im Fall a) mit einem konstanten Bettungsmodul k_g und im Fall b) durch entsprechende Federstäbe nach Formel (4.1) angenommen (Bild 4.2).

Es ist sicher problematisch, eine einfache Abhängigkeit des Bettungsmoduls vom Steifemodul anzugeben (SMOLT CZYK, 1983, S. 367). Bei den Berechnungen konnte für Böschungen mit $\beta = 0^\circ, 30^\circ$ und 80° , $E_{s,A} = E_{s,U}$ und einem Wandreibungswinkel $\tan\delta = 0,3$ eine gute Übereinstimmung zwischen dem Stabzug mit elastisch gebetteten Balkenelementen und der FE-Analyse erreicht werden, wenn mit

$$k_s \approx \frac{E_s}{R_m} \cdot 2,5$$

gerechnet wurde; bei einem Wandreibungswinkel $\tan\delta = 0,0$ mit

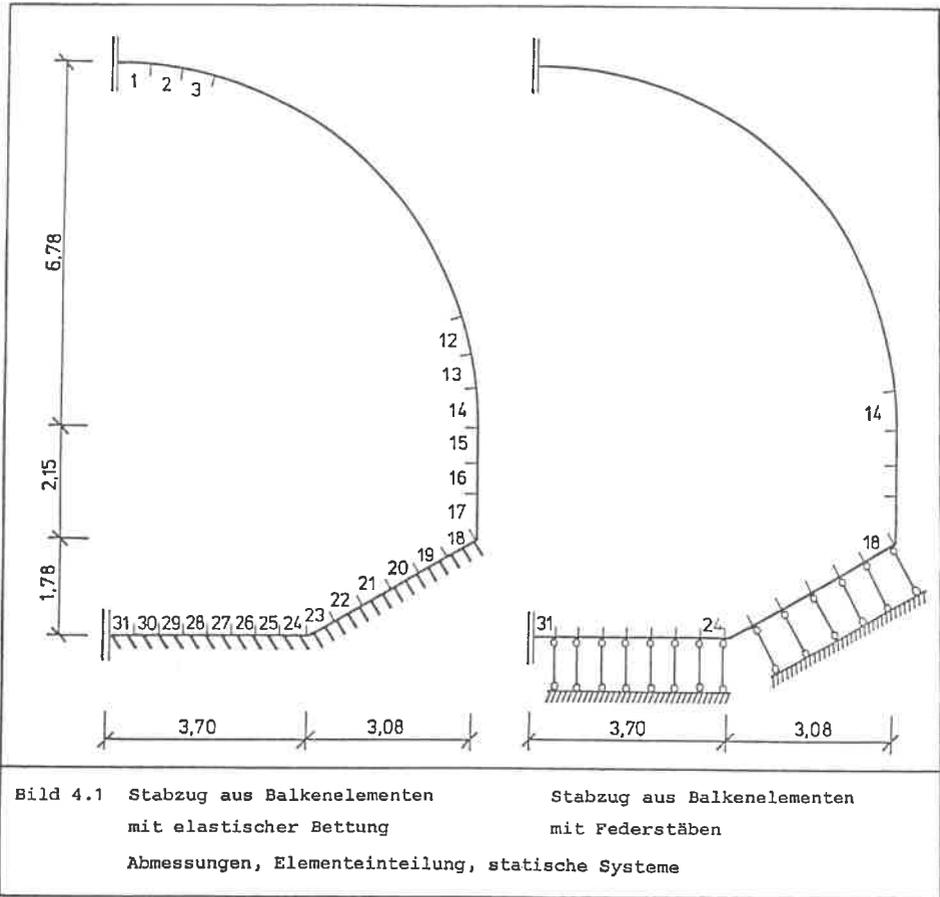
$$k_s \approx \frac{E_s}{R_m} \cdot 1,5 .$$

Für die Belastungsannahmen auf den Tunnel gelten die in den Tabellen 2.2 bis 2.4 und in den Diagrammen 2.1 bis 2.6 aufgeführten λ -Werte.

Bei der Ermittlung der λ -Werte wurden die unterschiedlichen Angriffsflächen (FE- und Stabwerksberechnung) berücksichtigt (Vergleich Bild 4.5 a) und 4.5 c)).

4.3 Geometrievarianten

Um den Einfluß der Tunnelgeometrie abschätzen zu können, wurden vier verschie-



dene Querschnitte mit einer Überschüttungshöhe über der Firste (h_{UF}) von 11,60 m untersucht. Vorgabe war, daß bei allen Querschnitten das von der DB geforderte Lichtraumprofil entsteht. Es wurden vier Querschnitte konzipiert (Bild 4.3), die den Übergang vom Kreis zum Rechteck darstellen. Die Querschnitte 1 - 3 haben eine Wanddicke von 0,75 m, Querschnitt 4 hat eine Wanddicke von 1,00 m, da bei dem Rechteckquerschnitt größere Biegemomente zu erwarten waren.

Die Belastung ergibt sich aus der Überschüttungshöhe, der Bodenart und dem horizontalen Erddruckbeiwert. Die Horizontalbelastung infolge des Erdrudrucks ($K_0 = 0,58$ mit $\varphi' = 25^\circ$). Im gebetteten Bereich wurde ein Bettungsmodul von $7,5 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Es wurde hier bewußt eine sehr einfache Annahme für die Belastung getroffen (Bild 4.4) und nicht mit den λ -Werten gearbeitet, da vor allem der Einfluß der Querschnittsform auf die Schnittgrößen analysiert werden sollte (s. Abschnitt 4.5.2).

Belastung aus den λ -Werten

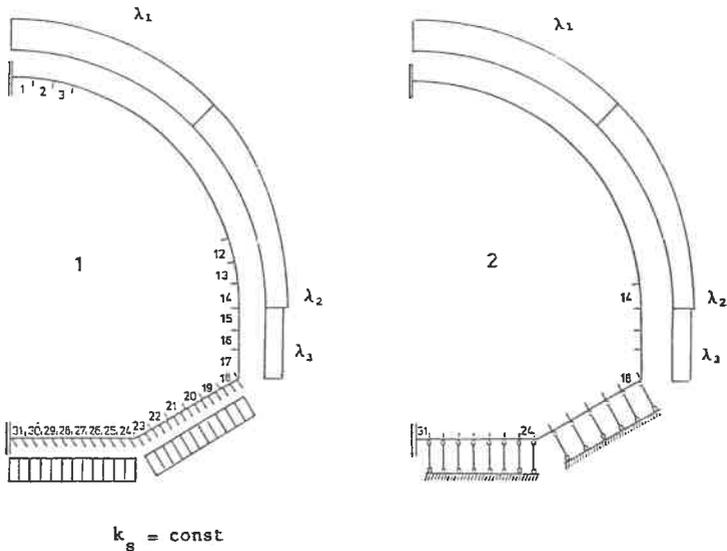


Bild 4.2 1: Stabzug mit elastischer Bettung
2: Ansatz eines Stabzuges mit Federstäben

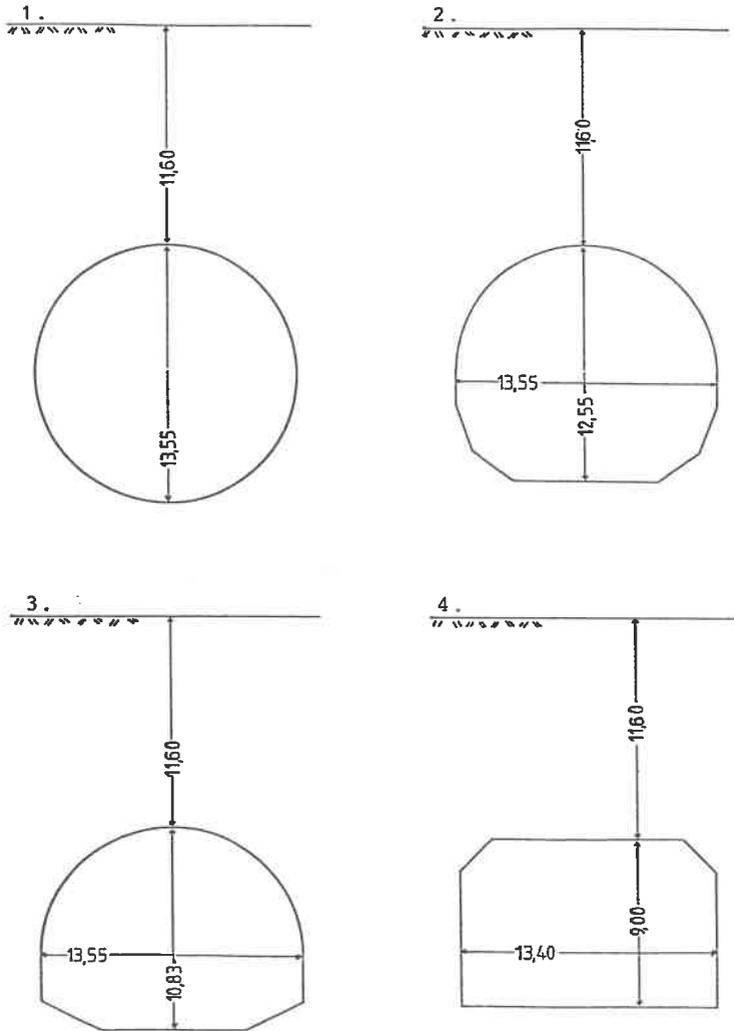


Bild 4.3: Untersuchte Tunnelprofile

1. Kreisquerschnitt

2. Maulquerschnitt

3. Maulquerschnitt

4. Trapezquerschnitt

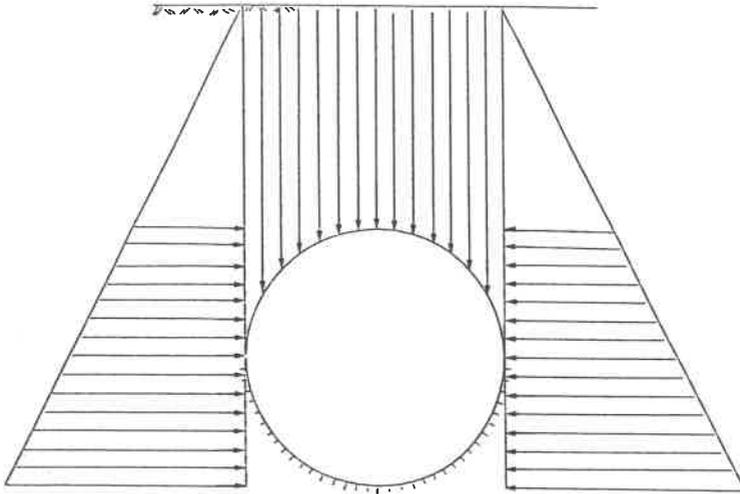


Bild 4.4 Einfache Belastungsannahme für die in Bild 4.3 dargestellten Tunnelprofile

4.4 Variation der Tunnelsteifigkeit

Ziel dieser Variation war die Simulation des Übergangs des Betons von Zustand I in den Zustand II. Bei diesem Übergang - Ribildung im Beton - wird die Querschnittssteifigkeit in den gerissenen Zonen drastisch herabgesetzt. Dieser Vorgang bewirkt ein Weicherwerden des Tunnelquerschnitts und somit größere Verformungen bei gleicher Belastung. Es war nun zu klären, inwieweit diese zusätzlichen Verformungen Bettungskräfte mobilisieren. Ermittelt werden sollten die Größe der zusätzlichen Verformungen und die Größe der zusätzlichen Bettungskräfte.

An dem ungerissenen Querschnitt (Zustand I) wurden zunächst die Bereiche mit hohen Biegemomenten ermittelt. Anschließend wurden die Zugspannungen des Betons in diesen Bereichen berechnet. Den Bereichen mit Betonzugspannungen wurde eine verminderte Biegesteifigkeit entsprechend (LEONHARDT, 1975)

zugewiesen und die Berechnung wiederholt. Danach wurde dieser Vorgang erneut durchgeführt. Die Biegezugbereiche wurden somit iterativ ermittelt und deren Steifigkeit vermindert.

Diese Berechnungen wurden an dem bereits bei der FE-Berechnung verwendeten Maulquerschnitt durchgeführt. Für die Belastung wurde wie im Abschnitt 4.3 eine einfache Annahme getroffen. Bei dieser Variation (Übergang Zustand I zu Zustand II) ergaben sich nur geringfügige Änderungen bei den Verformungen und den zusätzlich mobilisierten Bettungskräften.

4.5 Ergebnisse der Stabwerksberechnung

4.5.1 Vergleich Stabwerks- FE-Berechnung

Obwohl grundsätzlich unterschiedliche Rechenmodelle verwendet wurden - elastisch-isotroper Halbraum bei der FE-Analyse, elastisch gebetteter Balken bei der Stabwerksberechnung -, ergaben sich relativ geringe Unterschiede. Lediglich bei der Normalkraft in der Sohle des Maulquerschnitts trat eine beträchtliche Differenz zwischen FE- und Stabwerksberechnung auf (Unterschiede 50 - 100 %). Dieses Ergebnis darf jedoch nicht überbewertet werden, da hier, im Vergleich zu den sonstigen Normalkraftwerten, nur kleine Beträge miteinander verglichen werden. Ansonsten waren die Schnittkräfte, insbesondere die Maximalwerte in Firste, Sohle, den Eckpunkten und der Sohlenmitte nahezu mit den FE-Ergebnissen identisch.

4.5.2 Einfluß der Tunnelgeometrie auf die Schnittkräfte

An den in Bild 4.3 dargestellten Querschnitten wurde untersucht, wie sich das Tragverhalten des Tunnels - bei gleicher Belastung - ändert (Zusammenstellung der Ergebnisse in Tabelle 4.1).

Wie zu erwarten ist der Kreis bei der vorliegenden Belastung der günstigste Querschnitt. Er trägt hauptsächlich über Membrankräfte seine Lasten ab, im Gegensatz zum Trapezquerschnitt, der nur über Biegung und Querkräfte die verti-

kalen Lasten abträgt. Dieses Ergebnis ist sicher trivial; bemerkenswert ist jedoch, wie relativ geringe Geometrievariationen die Schnittkräfte beeinflussen, wie dies bei den Querschnitten 2 und 3 der Fall ist.

Die Ergebnisse zeigen, daß es aus wirtschaftlichen Gründen lohnend sein kann, die Geometrie zu optimieren. Es ist zu beachten, daß die Fläche, auf die die Bodenkräfte wirken, nicht mit der Systemlinie identisch ist. Im allgemeinen ist der Unterschied für die statische Berechnung unbedeutend. Bei sehr dickwandigen Querschnitten kann es erforderlich sein, Bettung und Belastung nicht einfach in der Systemlinie anzusetzen. Allerdings wird bei diesen Querschnitten die Anwendung der Biegetheorie ohnehin fragwürdig. Bei den durchgeführten Berechnungen wurde die Idealisierung von Bild 4.5 c) verwendet. Für Einzelfälle wurden auch Berechnungen mit der Idealisierung von Bild 4.5 b) durchgeführt. Dabei zeigte es sich, daß die Abweichungen von den Ergebnissen der Berechnung mit Bild 4.5 c) unbedeutend sind.

Durch die Idealisierung des Querschnitts als Stabzug treten gegenüber der FE-Berechnungen Differenzen auf:

- Systemlinie beim Stabzug entspricht nicht der Bettungslinie beim FE-Netz,
- gedrungener Querschnitt: Scheibe (FE-Berechnung) - Balken (Stabwerksberechnung).

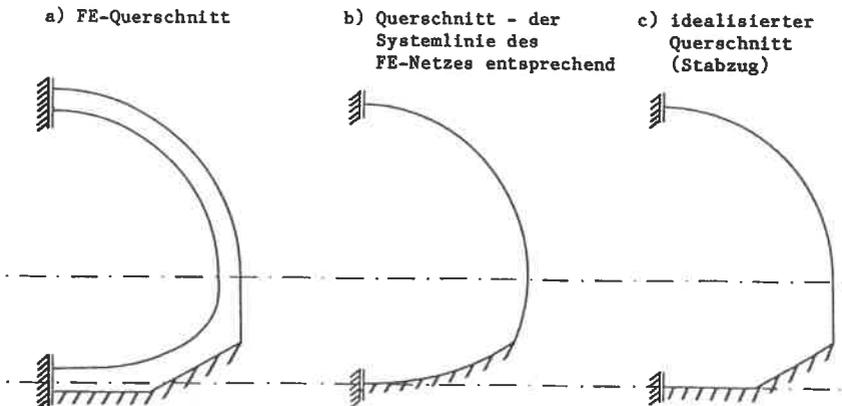


Bild 4.5 Annahmen bei der Optimierung des Tunnelquerschnitts bei der Stabzugberechnung

Biegemomente [kNm/m]					
Quer-schnitt	Sohle	Firste	min. Biegemoment	max. Normal-kraft[kN/m]	max. Boden-press.[kN/m]
1	+ 221	+ 548	- 543	-2440	+ 329
2	+1458	+ 639	- 667	-2038	+ 320
3	+1831	+ 891	-1830	-1765	+ 365
4	+2242	+2170	-2499	-1610	+ 307
Verschiebungen [cm]					
Quer-schnitt	Sohle	Firste	Kämpfer		
1	4,5	5,5	0,5		
2	3,6	5,9	0,7		
3	2,7	6,5	1,1		
4	2,6	5,3	0,4		
Tabelle 4.1: Vergleich der Schnittkräfte der 4 verschiedenen Tunnelquerschnitte					

5. BEWERTUNG DER VERSCHIEDENEN ANNAHMEN FÜR DIE TUNNELBERECHNUNG

5.1 Allgemeine Einflüsse

Mit den ermittelten Belastungsbeiwerten kann nun die Belastung von Tunneln aus Überschüttungshöhe, Wichte des Bodens und λ -Beiwerten errechnet werden. Die Belastung p_i am Bereich i (siehe Bild 2.8)) ergibt sich aus der Formel

$$p_i = \gamma_{\text{Boden}} \cdot h_{\text{UF}} \cdot \lambda_i \cdot$$

Hierbei bedeuten:

γ_{Boden}	Wichte des Bodens,
h_{UF}	Überschüttungshöhe über Firstmitte
λ_i	Belastungsbeiwert des Bereiches i .

Bei Überschüttungshöhen, für die kein λ -Wert angegeben ist, ermittelt man den entsprechenden Wert durch lineare Interpolation. Für Überschüttungshöhen, die mehr als doppelt so groß sind wie die Tunnelhöhe ($h_{\text{UF}} > 2h_{\text{T}}$), sollten die λ -Werte dieser Arbeit nicht mehr verwendet werden. Diese Einschränkung ist jedoch ohne praktische Bedeutung, da ohnehin kaum Tunnel in offener Bauweise hergestellt werden, bei denen $h_{\text{UF}} > 2h_{\text{T}}$ ist.

Der Einfluß von Auflasten kann durch eine entsprechende Zusatzbelastung (p_a) berücksichtigt werden, so daß sich die Belastung zu

$$p_i = (\gamma_{\text{Boden}} \cdot h_{\text{UF}} + p_a) \cdot \lambda_i$$

ergibt.

Diese einfache Erweiterung der Formel ist jedoch nur zulässig, wenn $p_a \ll \gamma \cdot h_{\text{UF}}$ ist und die Auflast nicht einseitig auf den Tunnel wirkt (siehe Bild 5.1).

Der Einfluß des Steifemoduls des Auffüllmaterials kann durch den Korrekturfaktor x der Tabelle 2.1 berücksichtigt werden.

Im Vergleich zu den bereits dargestellten Einflüssen auf die Belastung hat die Wandreibung zwischen Tunnel und Boden nur einen untergeordneten Einfluß. Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse mit und ohne Wandreibungswinkel ($\tan \delta = 0,3$

und $\tan\delta = 0,0$) erfolgt in den Tabellen 2.2 bis 2.4 und den Diagrammen 2.1 bis 2.6.

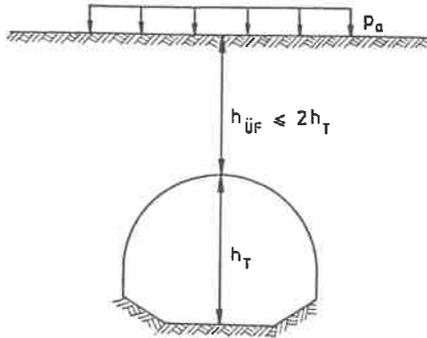


Bild 5.1 Zusatzlast p_a über Tunnel

5.2 Asymmetrische Belastung

Ganz wesentlich werden die Schnittkräfte durch eine asymmetrische Belastung des Tunnels verändert: sei es durch eine einseitige Auflast auf der Geländeoberfläche, geneigte Oberflächen oder Schichtenverlauf, oder aber einseitige Hinterfüllung in der Bauphase. Für diese Fälle wurden keine speziellen Belastungsbeiwerte ermittelt. Eine gute Abschätzung erhält man im allgemeinen dann, wenn man auf der einen Seite des Tunnels einen plausibel hohen Wert der Überschüttungshöhe und auf der anderen Seite eine entsprechend niedrigeren Wert (siehe Bild 5.2) ansetzt. Zu beachten ist dabei, daß die Berechnung nicht nur an einer Symmetriehälfte erfolgen kann, sondern der gesamte Querschnitt durch Balkenelemente diskretisiert werden muß.

Als Beispiel wurde mit der FE-Methode ein asymmetrischer Lastfall berechnet. Die Ergebnisse der Schnittkräfte und Belastungen sind im Anhang 8.4 dargestellt ($h_L = h_T/2$, $h_R = h_T$, $\alpha_1 / \beta = 30^\circ / E_{s,A} = E_{s,U}$, $\tan\delta = 0,3$).

Die aus den Diagrammen 2.1 bis 2.6 errechneten Belastungsbeiwerte λ_1 für

die beiden Tunnelhälften, vgl. Bild 5.2, weichen bei diesem Fall von den tatsächlichen Belastungswerten (asymmetrische Berechnung) bis zu 20% ab. "Kleine" Asymmetrien können somit hinreichend genau abgeschätzt werden.

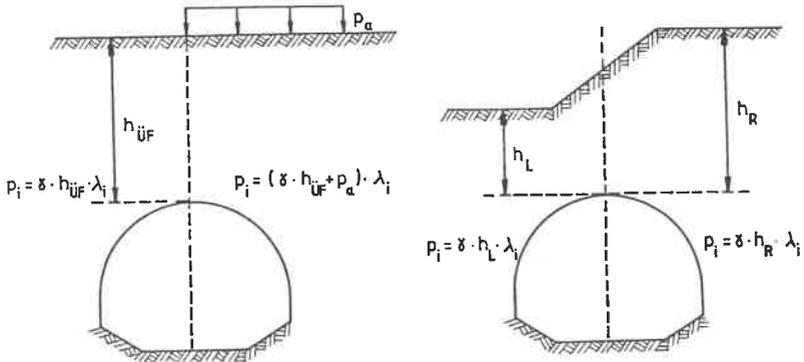


Bild 5.2 Asymmetrische Tunnelbeanspruchung

5.3 Einfluß des Bettungsmoduls

Bei der Berechnung mit dem elastisch gebetteten Stabzug verändert sich die Beanspruchung sehr stark, wenn der Bettungsmodul in der Sohle nicht konstant ist. Eine geringe Veränderung ergibt sich jedoch dann, wenn sich zwar der Betrag des Bettungsmoduls ändert, nicht aber sein Verlauf.

Um eine einfache und eindeutige Berechnung zu ermöglichen, wird empfohlen, im Sohlbereich einen einheitlichen Bettungsmodul anzusetzen und die Bettung im Ulmenbereich durch eine mit den Belastungsbeiwerten ermittelte Lastfläche zu simulieren.

5.4 Einfluß der Böschungsform

Da die Böschungsform und die Art des Arbeitsraumes wesentlich die Belastung bestimmen, werden für verschiedene Böschungsneigungen Belastungsbeiwerte an-

gegeben. Für zwischen den angegebenen Werten liegende Böschungsneigungen kann linear interpoliert werden (Diagramme 2.1 bis 2.6). Obwohl sich in dem Fall "Beginn der Auffüllung auf ebenem Gelände in Höhe der Tunnelsohle (0°-Böschung)" wesentlich andere Werte ergaben als bei einer 80°-Böschung, wurde auf eine detaillierte Untersuchung der flachen Böschung verzichtet, da Tunnel in den meisten Fällen in Einschnitten hergestellt werden, bei denen die Böschungen steiler als 30° geneigt sind.

Da im Bereich der Böschungsoberfläche eine relativ hohe Schubbeanspruchung vorhanden ist, die z.B. nach dem Stoffgesetz von Duncan/Chang zu einer Abminderung der Steifigkeit führt, und außerdem durch Aufwitterung und Oberflächenwasser die Böschung aufgeweicht wird, kann sich möglicherweise in der Natur nicht die Gewölbewirkung einstellen, wie sie in den Rechenmodellen auftritt. Wenn also Böschungen aus Böden, die zur Aufweichung und Aufwitterung neigen, keine Oberflächensicherungen enthalten, sollte eine Vergleichsrechnung mit den Belastungsbeiwerten für horizontales Gelände (0°-Böschung) durchgeführt werden.

5.5. Einfluß der Tunnelsteifigkeit

Da die Berechnung des Tunnelquerschnitts im Zustand II (siehe Abschnitt 4.4) keine nennenswerte Änderung der Schnittkräfte erbrachte, kann dieser Einfluß bei der Berechnung der λ -Werte vernachlässigt werden. Die Momentenumlagerung bewegte sich in einem Bereich von 20 %. Eine gravierende Erhöhung der Verformung war nicht zu verzeichnen, so daß keine zusätzliche Bettung aktiviert werden kann.

5.6 Dreidimensionale Wirkung

Die Annahme ebener Verhältnisse, die dieser Studie durchweg zugrunde gelegt wurden, sind zwar beim Übergang des Tunnels in offener Bauweise zum Einschnitt bzw. beim Übergang zum bergmännischen Tunnel nicht gegeben, doch wurde auf eine Analyse dieses Problems verzichtet, da sie nur für Einzelfälle möglich ist und man mit einer Modifizierung der Überschüttungshöhe für die ebene Berechnung die räumliche Wirkung gut abschätzen kann.

6. EXEMPLARISCHE BERECHNUNG EINES TUNNELQUERSCHNITTS

6.1 Ermittlung der Belastung aus Belastungsbeiwerten

Für das Arbeiten mit den λ -Werten stehen zwei Verfahren zur Verfügung, um mit Hilfe des "Stabwerksprogramms" die Schnittkräfte für ein Tunnelbauwerk zu bestimmen:

1. Stabzug mit elastisch gebetteten Balkenelementen,
2. Stabzug aus Balkenelementen mit Federstäben

Das Vorgehen bei der Berechnung der Schnittkräfte mit dem Stabwerksprogramm ist in Form eines Flußdiagramms (Bild 6.1) dargestellt.

Zunächst ist das statische System festzulegen und der Tunnelquerschnitt in Balkenelemente einzuteilen. Danach entnimmt man aus den Diagrammen 2.1 - 2.6 die der Baugrundsituation entsprechenden Belastungsbeiwerte λ_1 .

Wenn das erste Verfahren angewandt wird, muß nur noch im Bereich der elastisch gebetteten Balkenelemente (Sohle) ein entsprechender Bettungsmodul gewählt werden. Beim zweiten Verfahren muß die Steifigkeit der Federstäbe nach Formel (4.1.) berechnet werden. Die λ -Werte werden mit der Überschüttungshöhe in der Symmetrieachse (h_{UF}) und der Wichte des Bodens (γ_{Boden}) multipliziert. Mit den ermittelten Belastungen kann das Stabwerksprogramm die Schnittkräfte und Verformungen berechnen.

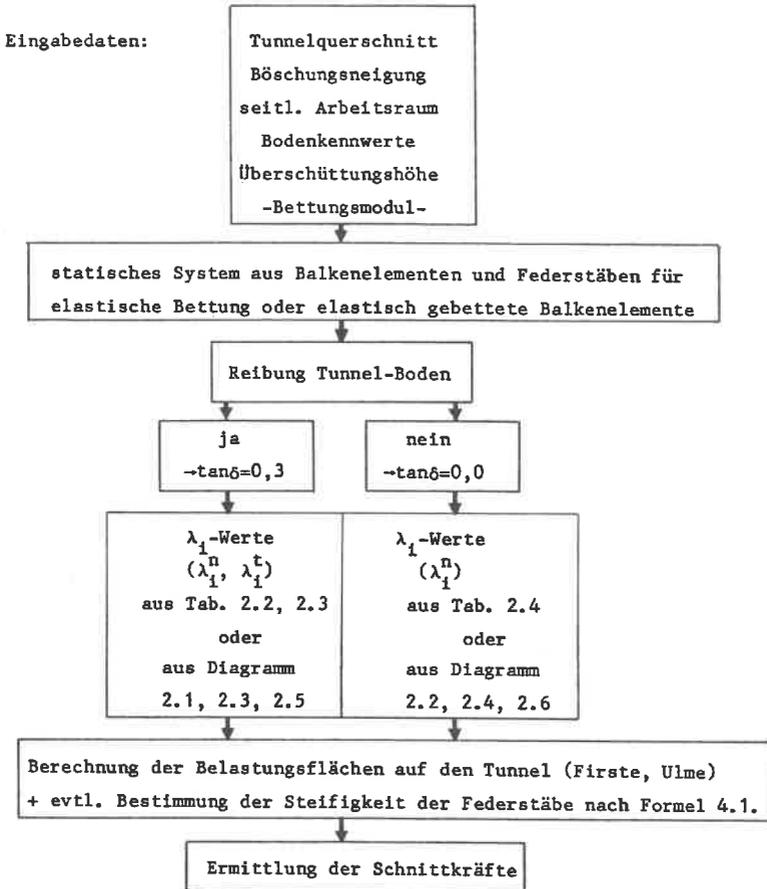


Bild 6.1 Flußdiagramm für die Ermittlung der Belastungsbeiwerte λ_1 und die Schnittkräfte

6.2 Berechnung eines Stabzuges mit teilweise vorhandener Bettung

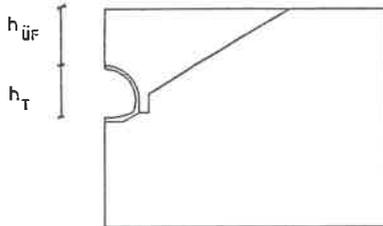
Am folgenden Beispiel soll das Vorgehen bei der Ermittlung der Belastung dargestellt werden.

Problemstellung:

Berechnung der Schnittkräfte eines Tunnelquerschnitts bei einer bestimmten

Baugrundsituation

Baugrundsituation:



Baugrube: Böschung 30° , seitlicher Arbeitsraum,
Beginn der Böschung bei $h_T/2 = 5,80$ m,
Überschüttungshöhe $h_{UF} = 11,60$ m

Tunnelprofil: Maulquerschnitt, Tunnelquerschnittsdaten

Bodenkennwerte:	Untergrund	$E_{s,U} = 50,0$ MN/m ²
	Böschungsmaterial	$E_{s,B} = 50,0$ MN/m ²
	Auffüllmaterial	$E_{s,A} = 50,0$ MN/m ²
	seitl. Hinterfüllung	$E_{s,SH} = 100,0$ MN/m ²
	Querdehnungszahl	$\nu_{\text{Boden}} = 0,3$
	Wichte des Bodens	$\gamma = 20,0$ MN/m ³

Diese Vorgaben entsprechen: NETZ 1/30/1

$$\text{oder } At \ 1/\beta = 30^\circ / E_{s,A} = 1,0 E_{s,U} -$$

Ermittlung der λ_i -Werte mit Hilfe der Tabelle 2.2 oder dem Diagramm 2.1

$$\begin{aligned}\lambda_1^n &= 1,170 \\ \lambda_2^n &= 0,608 \\ \lambda_3^n &= 0,280 \\ \lambda_1^t &= 0,306 \\ \lambda_2^t &= 0,130 \\ \lambda_3^t &= -0,044\end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \lambda_6^t = -0,4 \\ \lambda_5^t = -0,3 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \lambda_6^t \\ \lambda_5^t \end{array}} \right\} \text{tangente Belastung in der Sohle}$$

Da das Auffüllmaterial einen E-Modul von $50,0 \text{ MN/m}^2$ hat, müssen die λ_1 -Werte nicht korrigiert werden. Um die Belastung zu ermitteln, werden nun alle Belastungsbeiwerte mit $P_{\text{UF}} = \gamma \cdot h_{\text{UF}} = 20 \cdot 11,6 = 232$ multipliziert. Gemäß Bild 4.2 oder Bild 2.8 werden diese Belastungen auf den Maulquerschnitt angesetzt. Die Wahl des Bettungsmoduls - die Sohle gilt als elastisch gebetteter Balken - erfolgt über Versuchswerte bei der Untersuchung des Baugrundes. Im Beispiel wurde ein Bettungsmodul von 16000 kN/m^3 angenommen.

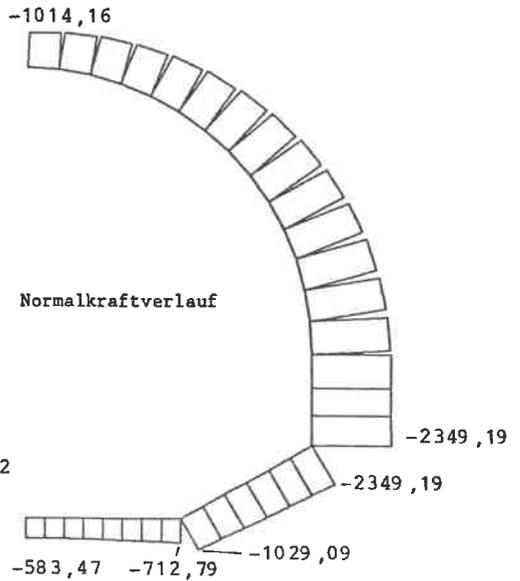
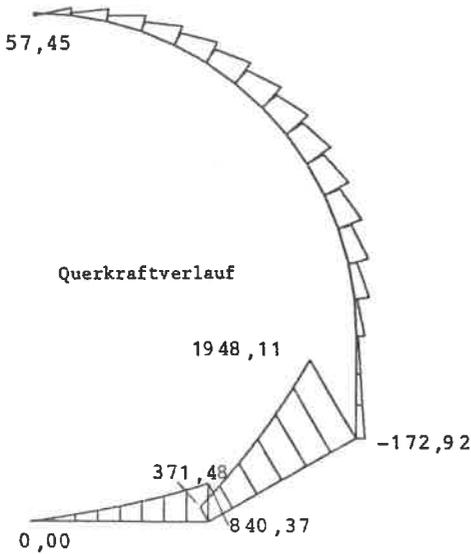
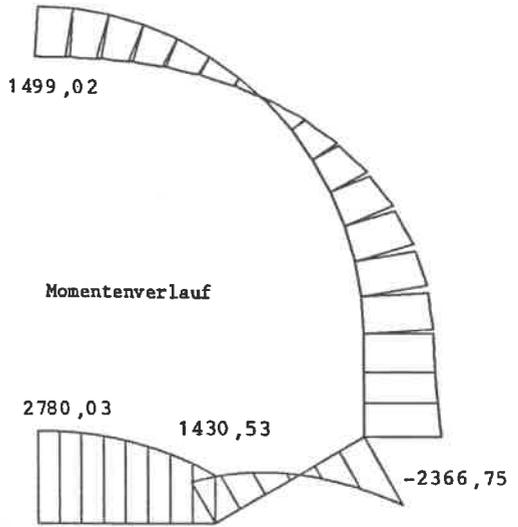
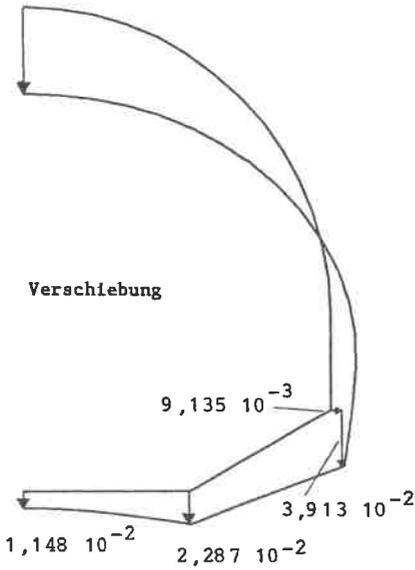
Ergebnis: \rightarrow Schnittkraft und Verformungsverläufe z.B. gerechnet mit dem Programm LPS des Instituts für Statik an der Universität Stuttgart.

Für den Fall, daß das verwendete Programm keine elastisch gebetteten Balken zuläßt, kann mit elastischen Federstäben gemäß Formel 4.1 die Bettung simuliert werden.

Darstellung der berechneten Verläufe:

Einheiten m, $\frac{kNm}{m}$ und $\frac{kN}{m}$

$6,053 \cdot 10^{-2}$



6.3 Empfehlungen für die Anwendung von Belastungsbeiwerten

Nachdem im Abschnitt 5 die Einflüsse der Symmetrie, des Übergangs in den Zustand II beim Beton und dreidimensionaler Effekte dargelegt wurden, sollten bei der Verwendung der Belastungsbeiwerte folgende Punkte noch berücksichtigt werden:

- Wenn die Baugrundsituation nicht eindeutig beschrieben werden kann, ist der Fall "Auffüllung beginnt auf ebenem Gelände in Höhe der Tunnelsohle (0°-Böschung)" zusätzlich zu berechnen. Ergibt diese Berechnung bei der Bemessung ungünstigere Werte, sind diese zu verwenden.
- Sollte aus dem Baugrundgutachten nicht ohne weiteres ein Bettungsmodul entsprechend Abschnitt 4 berechnet werden können, so ist die Berechnung mit verschiedenen Bettungsmoduln durchzuführen.
- Berücksichtigung der tangentialen Bettung (Sohlleibung) durch Ansatz einer entsprechenden Belastungsfläche (siehe Tabelle 2.3 bis 2.5).

7. ZUSAMMENFASSUNG

Es wurden FE-Berechnungen von Tunneln in offener Baugrube durchgeführt. Systematisch wurde ein Maulquerschnitt, wie er bei der DB derzeit üblich ist, untersucht. Für einen Trapezquerschnitt wurde ein Sonderfall berechnet.

Es zeigte sich, daß die Belastung und Beanspruchung des Tunnels wesentlich vom Querschnitt des Geländes, also Böschungsneigung, Arbeitsraum und Überschüttungshöhe abhängen. Deshalb wurden für verschiedene Böschungsneigungen und Formen des Arbeitsraumes auf der Basis linear-elastischer FE-Analysen Belastungsbeiwerte ermittelt, so daß in Zukunft in vielen Fällen mit den Belastungsbeiwerten und einem Stabwerksprogramm statische Berechnungen für Tunnel in offener Bauweise hinreichend genau erstellt werden können.

Die Berechnungen zeigen, daß sich bei steilen Böschungen ein Gewölbe bildet, das sich auf die Tunnelfirste und die Böschungsschulter abstützt. Dieser Effekt ist bei flachen Böschungen weniger ausgeprägt, der Druck auf die Tunnelfirste ist jedoch in jedem Fall größer als das Produkt aus Bodenwichte und Überschüttungshöhe über der Firste (h_{UF}).

Es wurden zwar in erster Linie Berechnungen für symmetrische Tunnel-, Gelände- und Belastungsverhältnisse durchgeführt, jedoch wurden auch Hinweise gegeben, wie mit den Tabellen und Diagrammen der Einfluß nichtsymmetrischer Verhältnisse abgeschätzt werden kann. Die Untersuchung wurde für verschiedene Wandreibungswinkel Tunnel-Boden durchgeführt (Ergebnisse in den Tabellen und Diagrammen), doch zeigte es sich, daß der Wandreibungswinkel nur einen untergeordneten Einfluß auf die Beanspruchung des Tunnels infolge Belastung durch den Boden hat (Ausnahme: Normalkrafteinfluß in der Sohle). Die Beanspruchung infolge Schwinden des Betons wurde nicht untersucht.

Beim Vergleich der Ergebnisse linear-elastischer Berechnungen und nichtlinearer Analysen mit dem Stoffgesetz von Duncan/Chang zeigte sich, daß die nichtlineare Berechnung kleinere Biegemomente ergibt. Wegen des hohen Aufwandes nichtlinearer Berechnungen und der zahlreichen Hypothesen, die einer solchen Berechnung zugrunde gelegt werden müssen, wird empfohlen, in den Regelfällen von einem linear-elastischen Materialverhalten auszugehen. D.h. Querschnitte, die in etwa die Form der untersuchten Querschnitte haben, können mit den Tabellen und Diagrammen dieser Untersuchung ohne zusätzliche FE-Analysen berechnet werden. Besondere Verhältnisse - außergewöhnliche Tunnelquerschnitte, asymmetrische Bedingungen, zusätzliche Lastfälle (z.B. Schwinden) etc. - werden dagegen zusätzliche FE-Berechnungen erfordern.

8 Anhang

8.1 Schnittkräfte und Belastungen aus FE-Berechnungen

8.1.1 Wandreibungswinkel $\delta = 16,7^\circ$ ($\tan \delta = 0,3$) 62

8.1.2 Wandreibungswinkel $\delta = 0$ 71

8.2 Schnittkräfte und Belastungen
aus der FE-Analyse eines
asymmetrischem System (Maulquerschnitt) 80

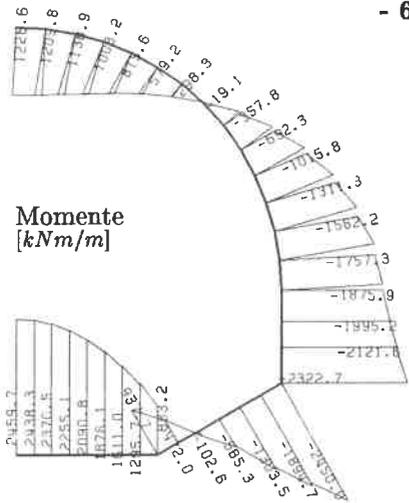
8.3 Auffüllstufen (Belastungsstufen)
der FE-Berechnungen 84

8.1.1 Wandreibungswinkel $\delta = 16,7^\circ$ ($\tan \delta = 0,3$)

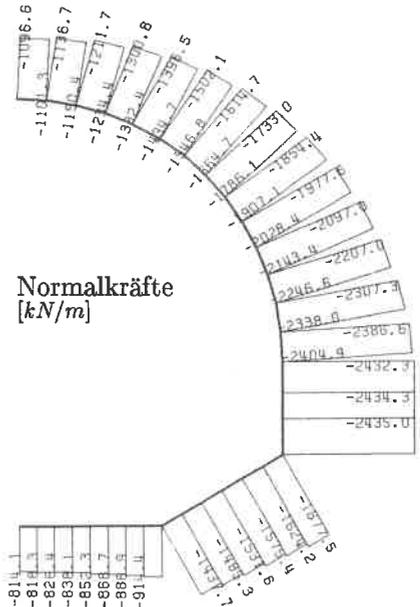
$$E_{s,\text{Auffüllung}} = E_{s,\text{Untergrund}}$$

Netz 1/00/1	Böschungswinkel	$\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	63
Netz 1/30/1	Böschungswinkel	$\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	64
Netz 1/80/1	Böschungswinkel	$\beta = 80^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	65
Netz 2/00/1	Böschungswinkel	$\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 2	66
Netz 2/30/1	Böschungswinkel	$\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 2	67
Netz 3/00/1	Böschungswinkel	$\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	68
Netz 3/30/1	Böschungswinkel	$\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	69
Netz 3/80/1	Böschungswinkel	$\beta = 80^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	70

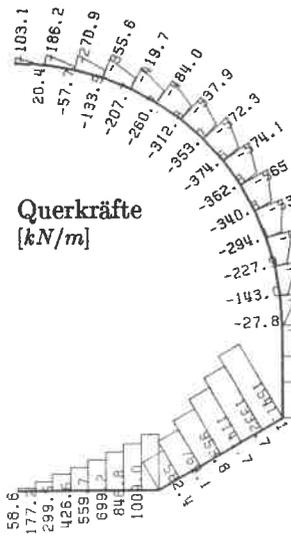
Momente
[kNm/m]



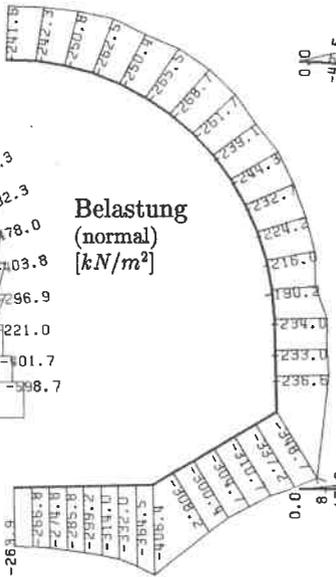
Normalkräfte
[kN/m]



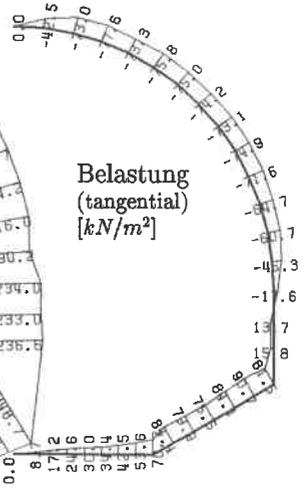
Querkräfte
[kN/m]



Belastung (normal)
[kN/m²]



Belastung (tangential)
[kN/m²]



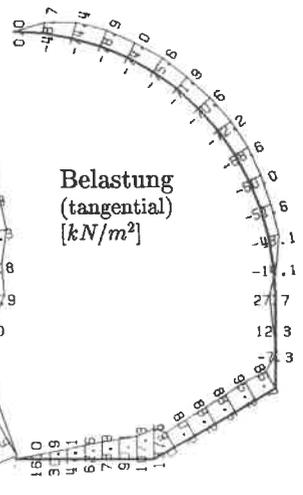
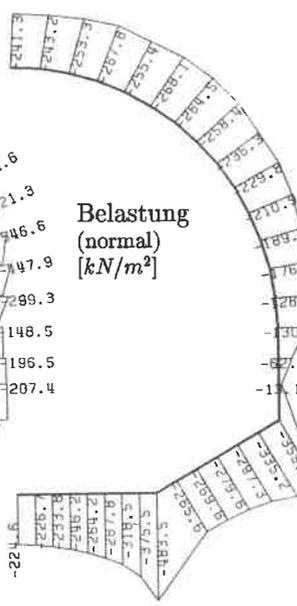
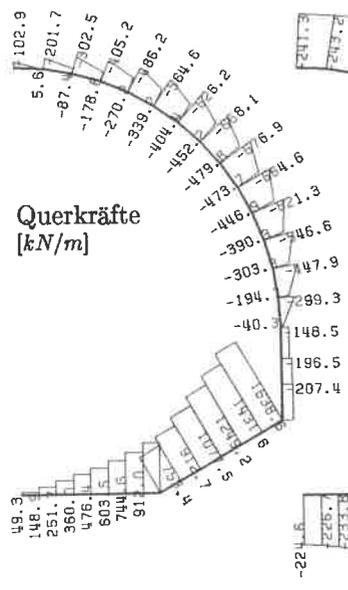
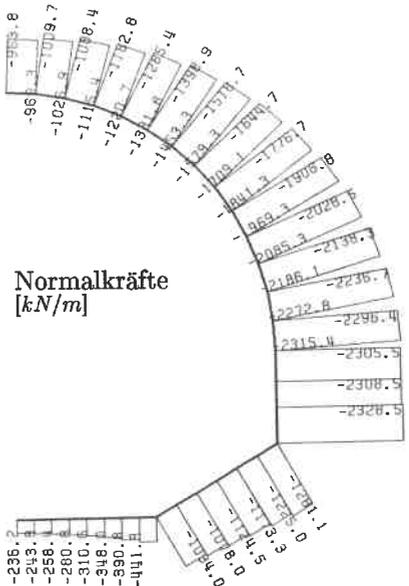
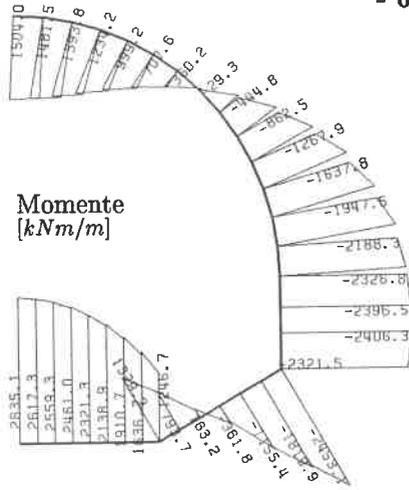
Endzustand

Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle. Grenze
Untergrund/Auffüllung horizontal.
Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

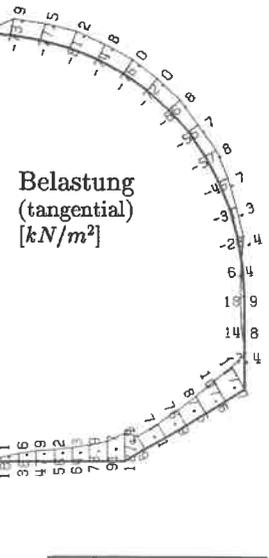
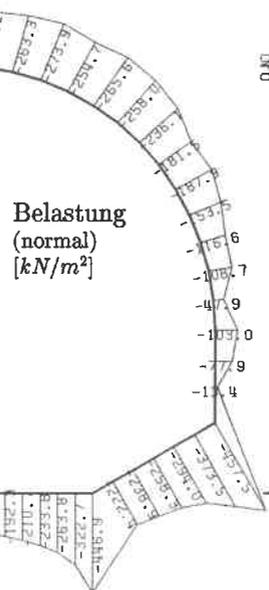
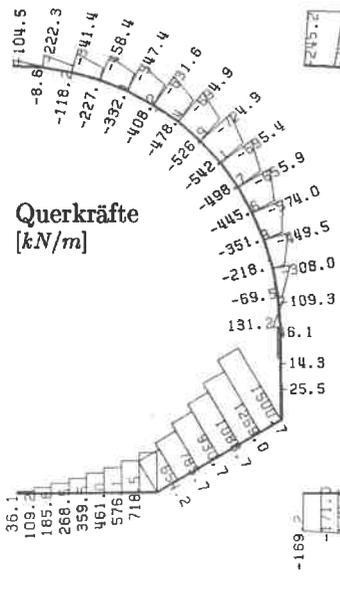
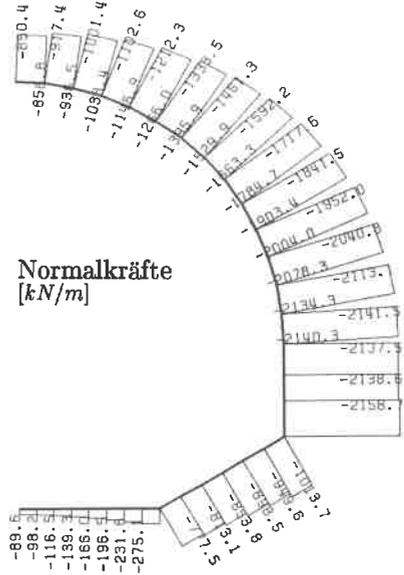
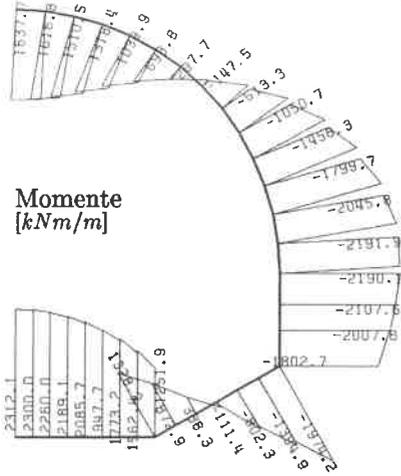
Böschungsform
Netz 1/00/1



Endzustand
 Untergrund bis 5.80 m
 über Tunnelsohle.
 Böschungsneigung 30°.
 Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]
 Auffüllung 50 000
 seitl. Hinterfüllung 100 000
 Schichten 1 - 4 50 000
 Untergrund 50 000



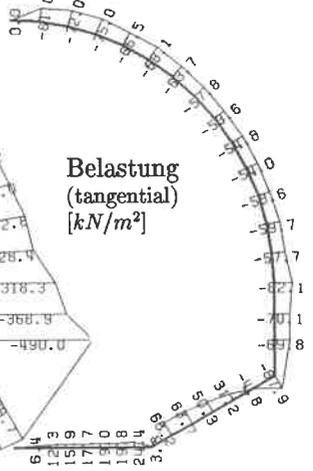
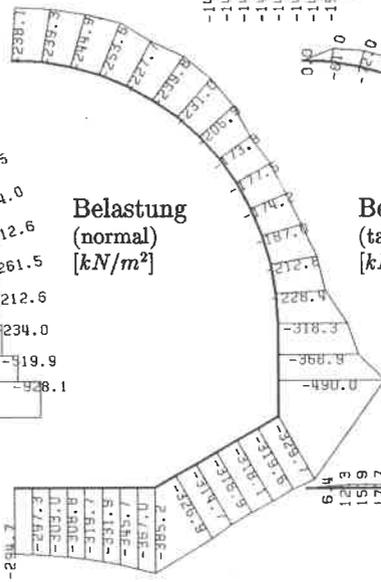
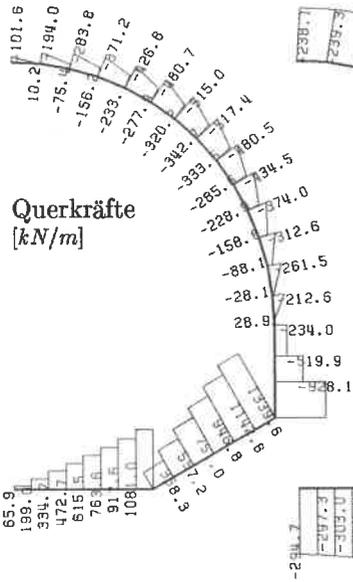
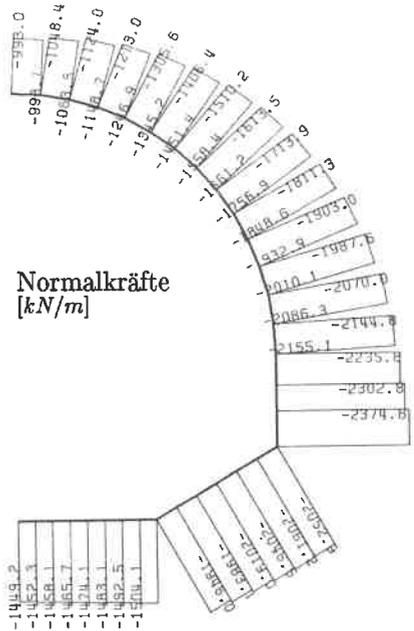
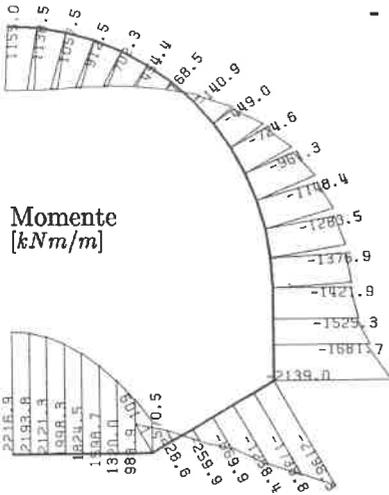


Endzustand
 Untergrund bis 5.80 m
 über Tunnelsohle.
 Böschungsneigung 80°.
 Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung	50 000
seitl. Hinterfüllung	100 000
Schichten 1 - 4	50 000
Untergrund	50 000





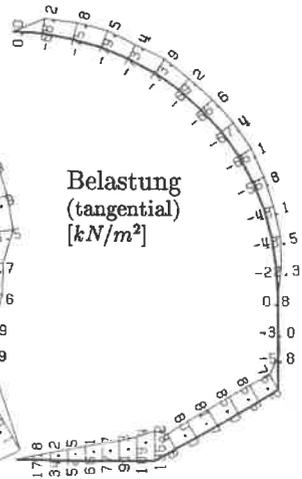
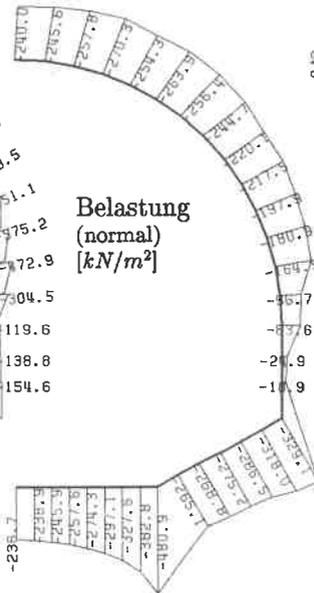
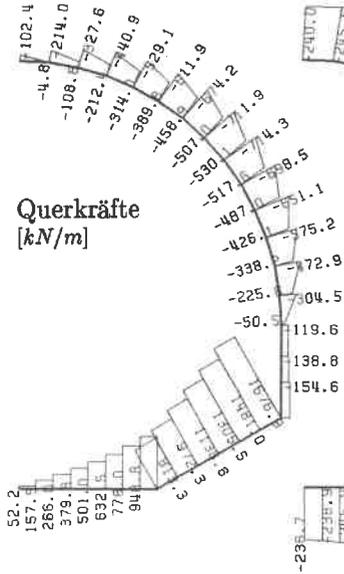
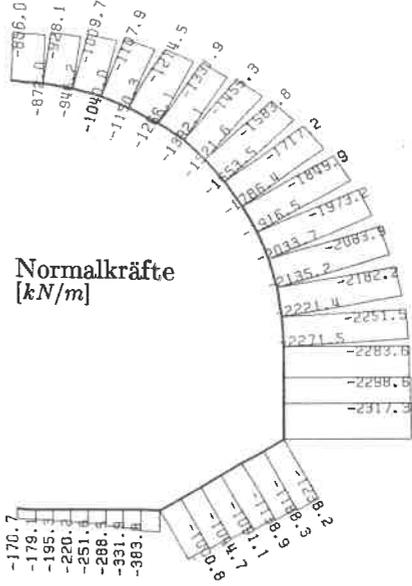
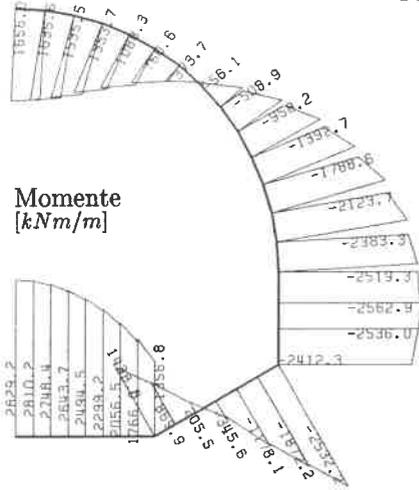
Endzustand

Untergrund bis 1.93 m
über Tunnelsohle. Grenze
Untergrund/Auffüllung horizontal.
Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

Böschungsform
Netz 2/00/1

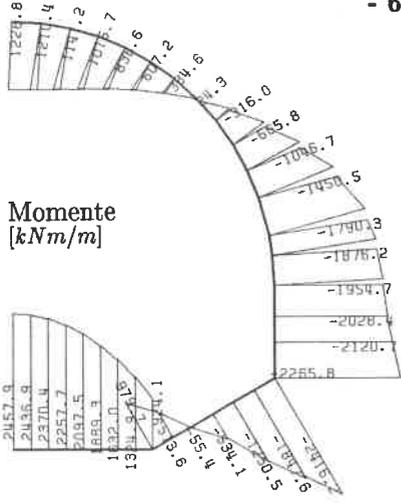


Endzustand
 Untergrund bis 1.93 m
 über Tunnelsohle.
 Böschungsneigung 30°.
 Mit Arbeitsraum.

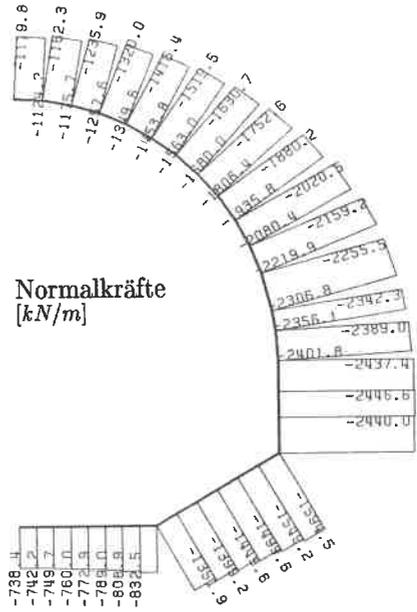
Steifemoduli [kN/m²]
 Auffüllung 50 000
 seil. Hinterfüllung 100 000
 Schichten 1 - 4 50 000
 Untergrund 50 000

Böschungsform
Netz 2/30/1

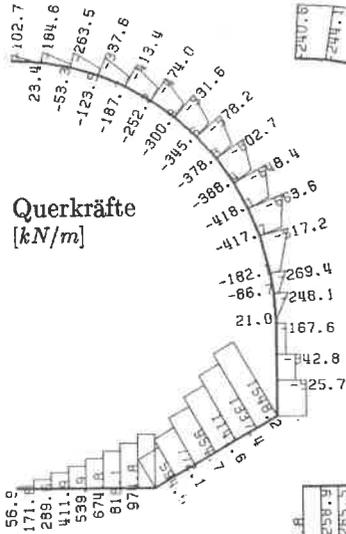
Momente
[kNm/m]



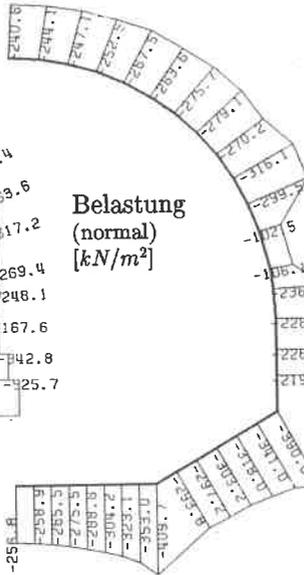
Normalkräfte
[kN/m]



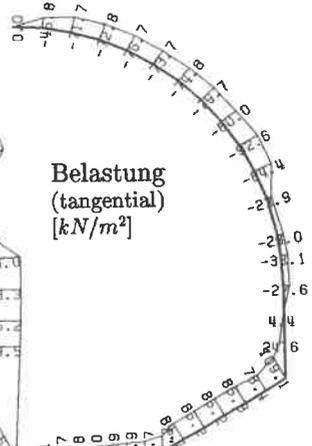
Querkräfte
[kN/m]



Belastung
(normal)
[kN/m²]



Belastung
(tangential)
[kN/m²]



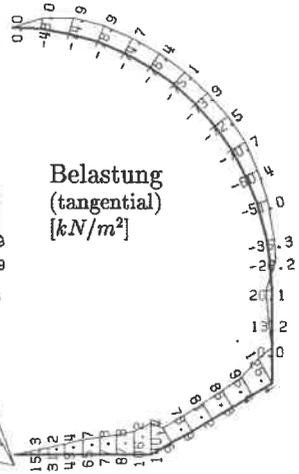
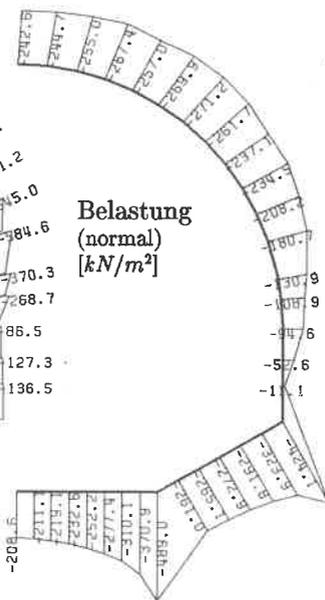
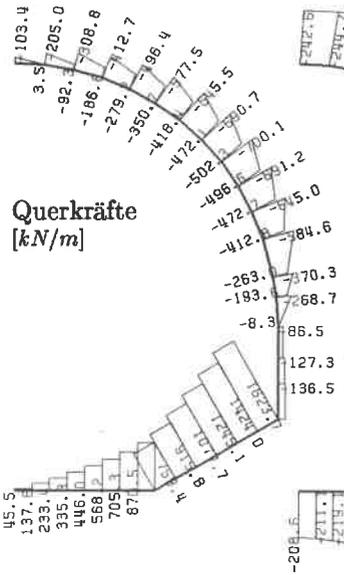
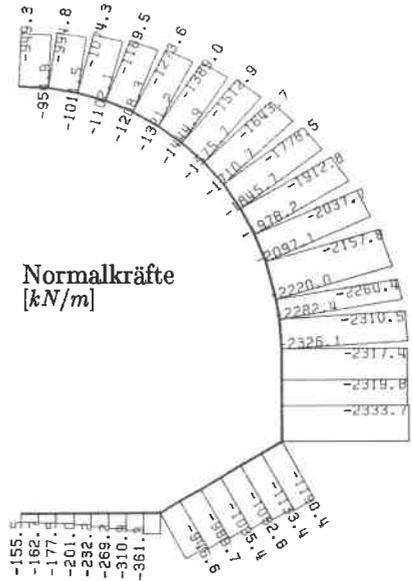
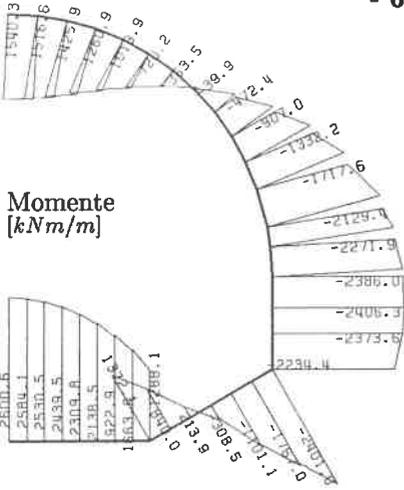
Endzustand

Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle. Grenze
Untergrund/Auffüllung horizontal.
Ohne Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

Böschungsform
Netz 3/00/1



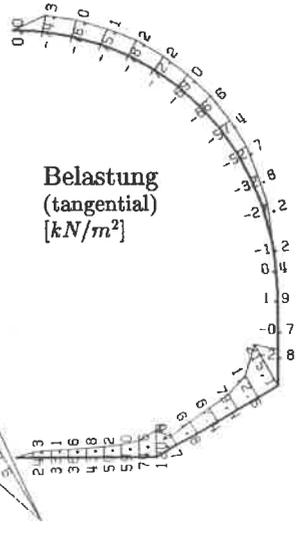
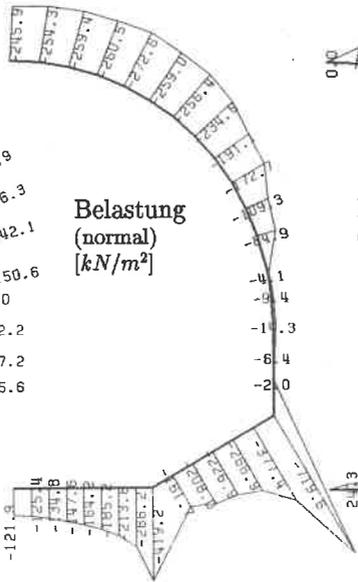
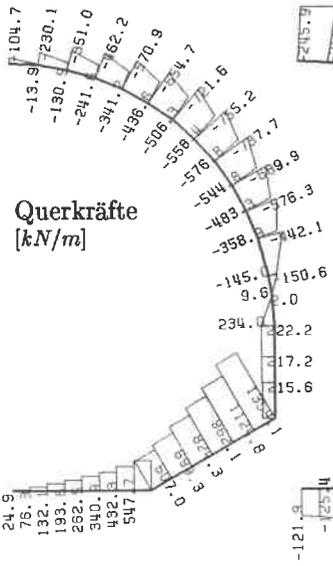
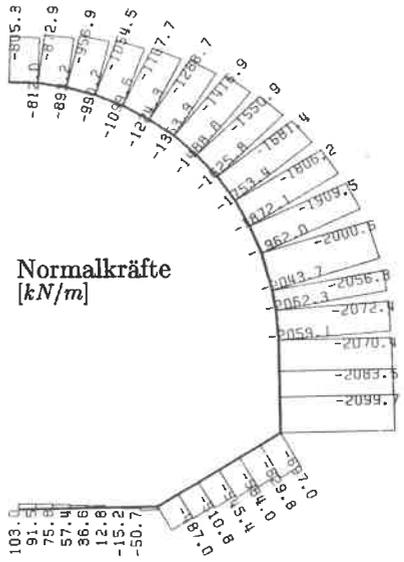
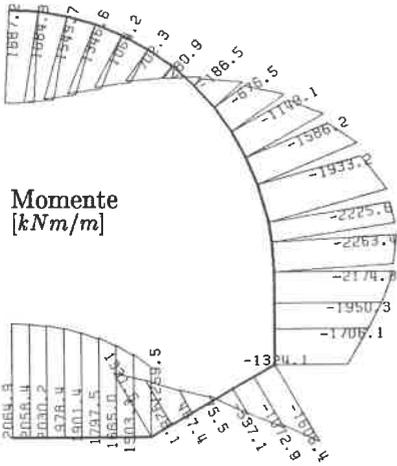
Endzustand

Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle.
Böschungsneigung 30°.
Ohne Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000





Endzustand
 Untergrund bis 5.80 m
 über Tunnelsohle.
 Böschungsneigung 30°.
 Ohne Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]
 Auffüllung 50 000
 seitl. Hinterfüllung 100 000
 Schichten 1 - 4 50 000
 Untergrund 50 000

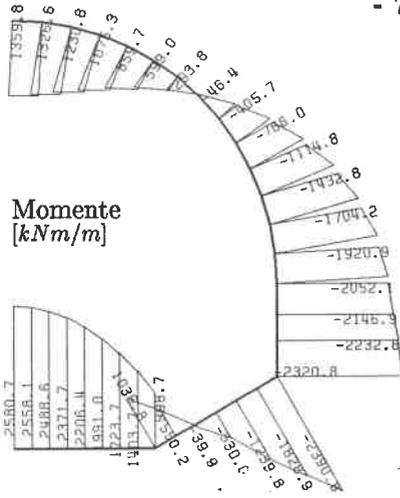
Böschungsform
 Netz 3/80/1

8.1.2 Wandreibungswinkel $\delta = 0$

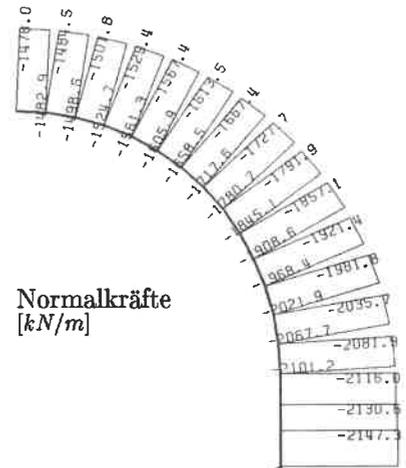
$$E_{s,\text{Auffüllung}} = E_{s,\text{Untergrund}}$$

Netz 1/00/1	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	72
Netz 1/30/1	Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	73
Netz 1/80/1	Böschungswinkel $\beta = 80^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	74
Netz 2/00/1	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 2	75
Netz 2/30/1	Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 2	76
Netz 3/00/1	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	77
Netz 3/30/1	Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	78
Netz 3/80/1	Böschungswinkel $\beta = 80^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	79

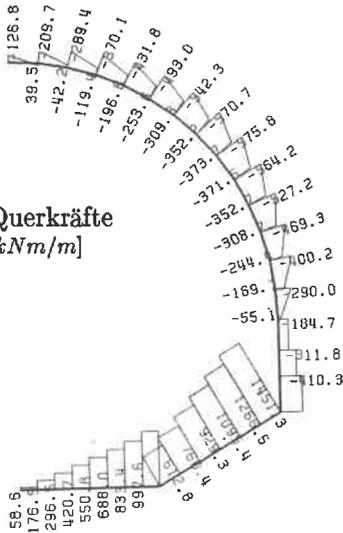
Momente
[kNm/m]



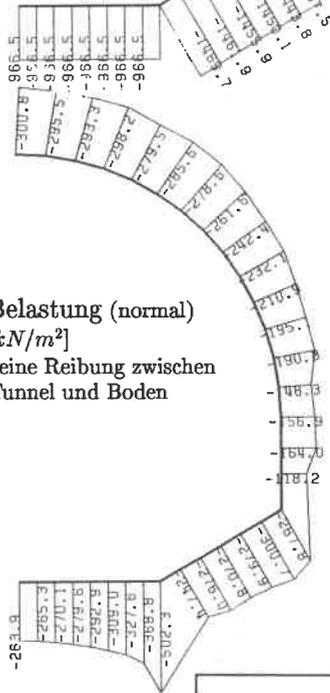
Normalkräfte
[kN/m]



Querkräfte
[kNm/m]



Belastung (normal)
[kN/m²]
keine Reibung zwischen
Tunnel und Boden



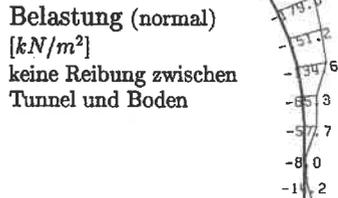
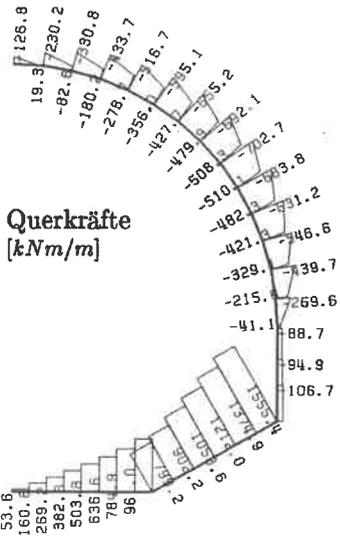
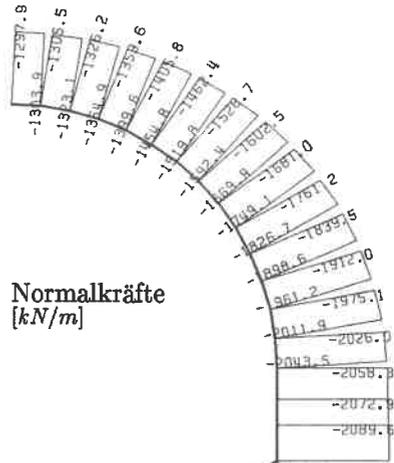
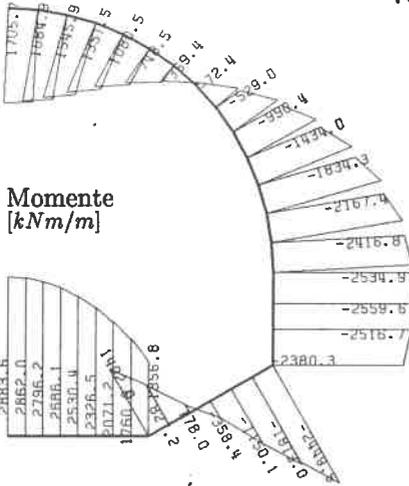
Endzustand

Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle. Grenze
Untergrund/Auffüllung horizontal.
Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

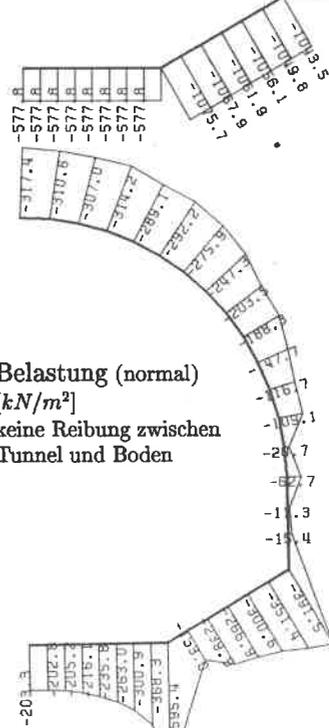
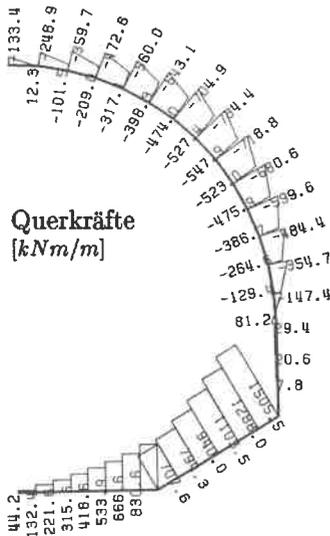
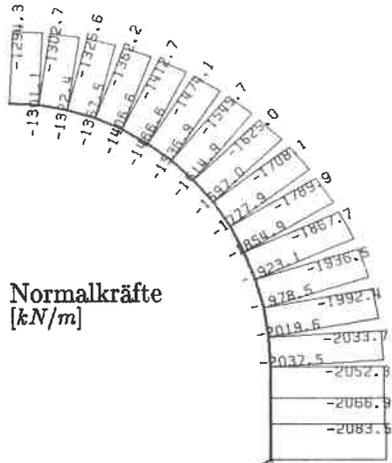
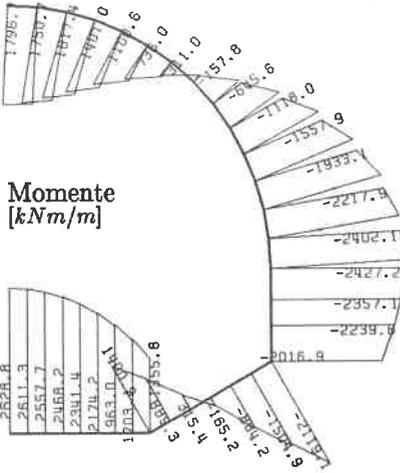
Böschungsform
Netz 1/00/1



Endzustand
 Untergrund bis 5.80 m
 über Tunnelsohle.
 Böschungsneigung 30°.
 Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]
 Auffüllung 50 000
 seütl. Hinterfüllung 100 000
 Schichten 1 - 4 50 000
 Untergrund 50 000

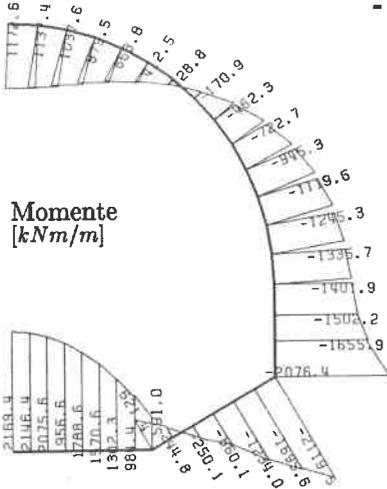




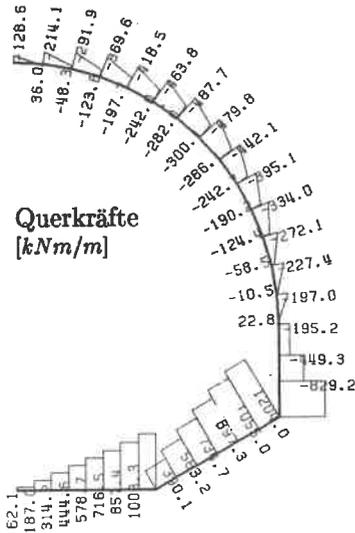
Endzustand
Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle.
Böschungsneigung 80°.
Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]
Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

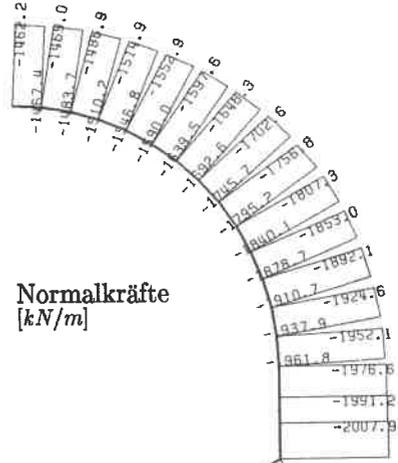
Böschungsform
Netz 1/80/1



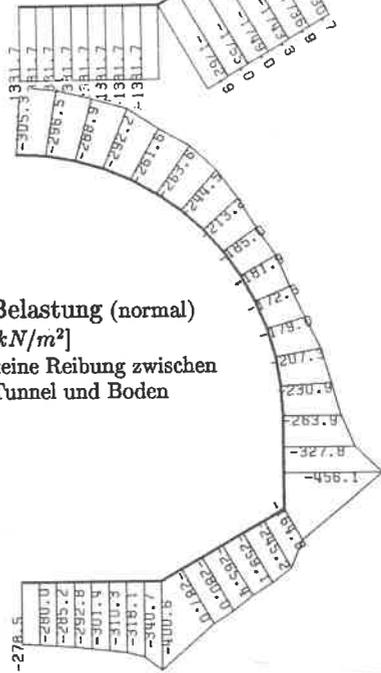
Momente
[kNm/m]



Querkräfte
[kNm/m]



Normalkräfte
[kN/m]



Belastung (normal)
[kN/m²]
keine Reibung zwischen
Tunnel und Boden

Endzustand

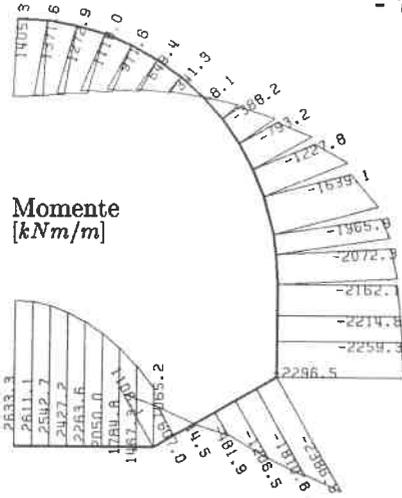
Untergrund bis 1.93 m
über Tunnelsohle. Grenze
Untergrund/Auffüllung horizontal.
Mit Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

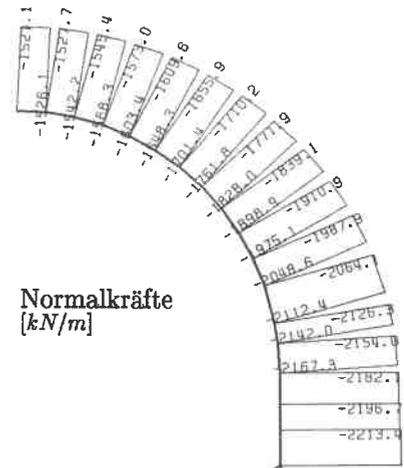
Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

Böschungsform
Netz 2/00/1

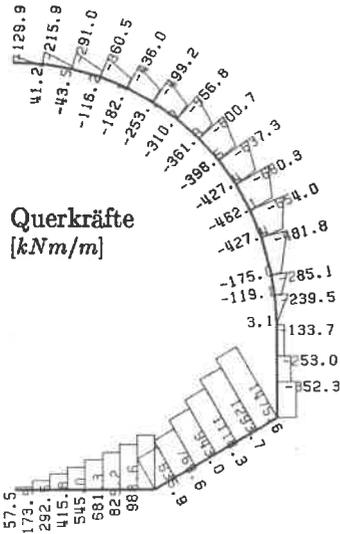
Momente
[kNm/m]



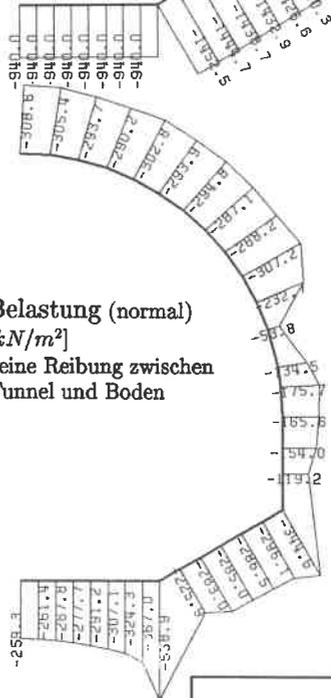
Normalkräfte
[kN/m]



Querkräfte
[kNm/m]



Belastung (normal)
[kN/m²]
keine Reibung zwischen
Tunnel und Boden



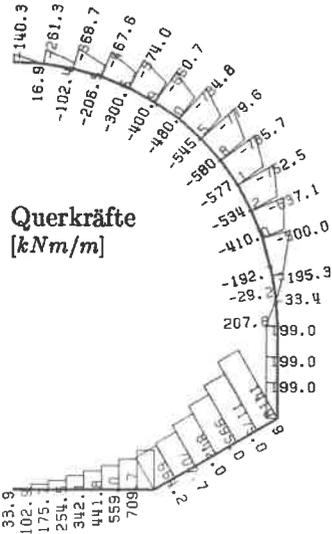
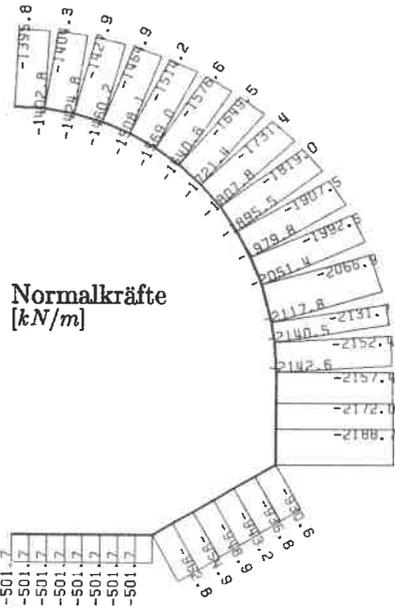
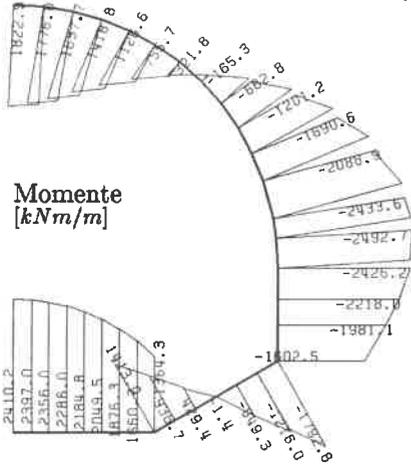
Endzustand

Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle. Grenze
Untergrund/Auffüllung horizontal.
Ohne Arbeitsraum.

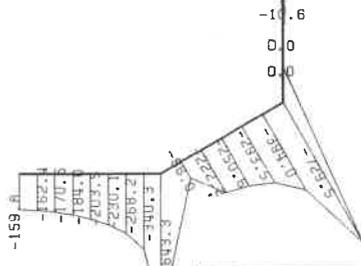
Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

Böschungform
Netz 3/00/1



Belastung (normal)
[kN/m²]
keine Reibung zwischen
Tunnel und Boden



Endzustand

Untergrund bis 5.80 m
über Tunnelsohle.
Böschungsneigung 80°.
Ohne Arbeitsraum.

Steifemoduli [kN/m²]

Auffüllung 50 000
seitl. Hinterfüllung 100 000
Schichten 1 - 4 50 000
Untergrund 50 000

Böschungsform
Netz 3/80/1

8.2 Schnittkräfte und Belastungen aus der FE-Analyse eines asymmetrischem System (Maulquerschnitt)

Wandreibungswinkel $\delta = 16,7^\circ$, $\tan \delta = 0,3$

Arbeitsraumtyp 1 $E_{s,Auffüllung} = E_{s,Untergrund}$

Netz 1/30/1 Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$

Tunnelhöhe $h_T = 11,60 m$

Überdeckung links $h_L = \frac{1}{2} h_T$

Überdeckung rechts $h_R = h_T$

Asymmetrischer Fall

Endzustand

Mit tangentialer Reibung.

Untergrund bis 5.80 m

über Tunnelsohle.

Böschungsneigung 30°.

Mit Arbeitsraum (Typ 1).

Steifemoduli [kN/m^2]

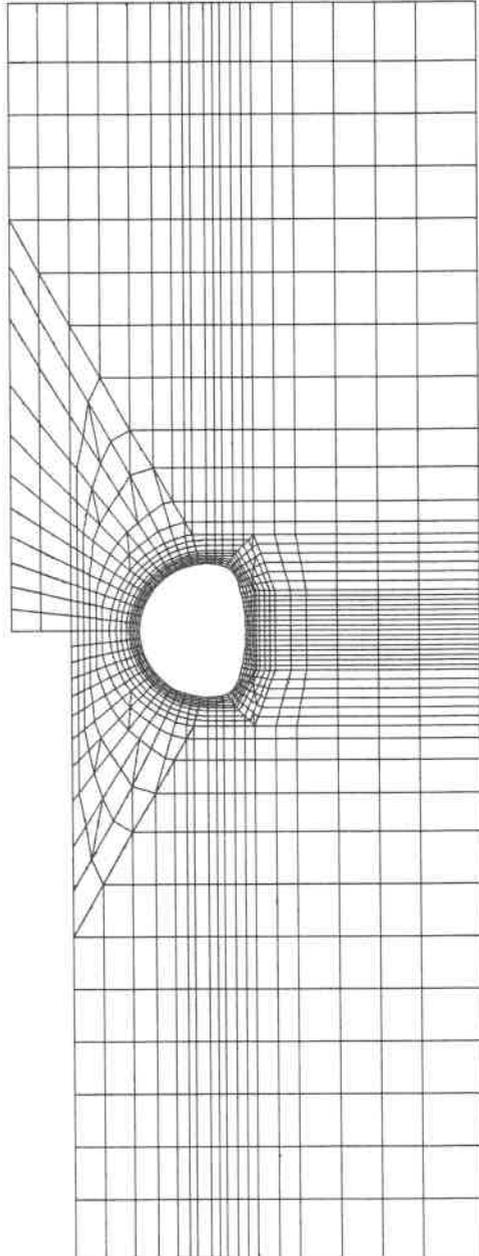
Auffüllung 50 000

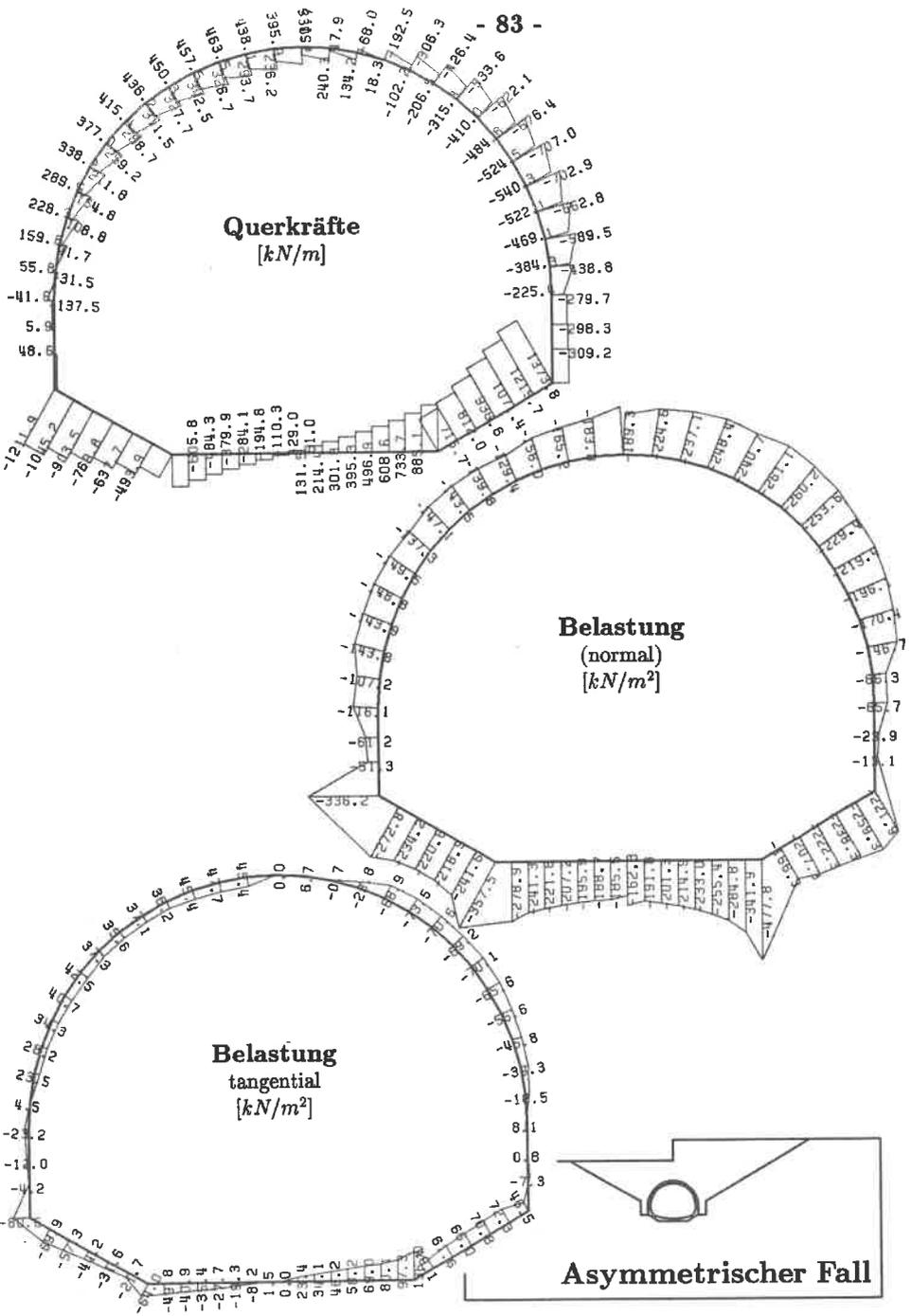
seitliche

Hinterfüllung 100 000

Schichten 1 - 4 50 000

Untergrund 50 000





Querkräfte
[kN/m]

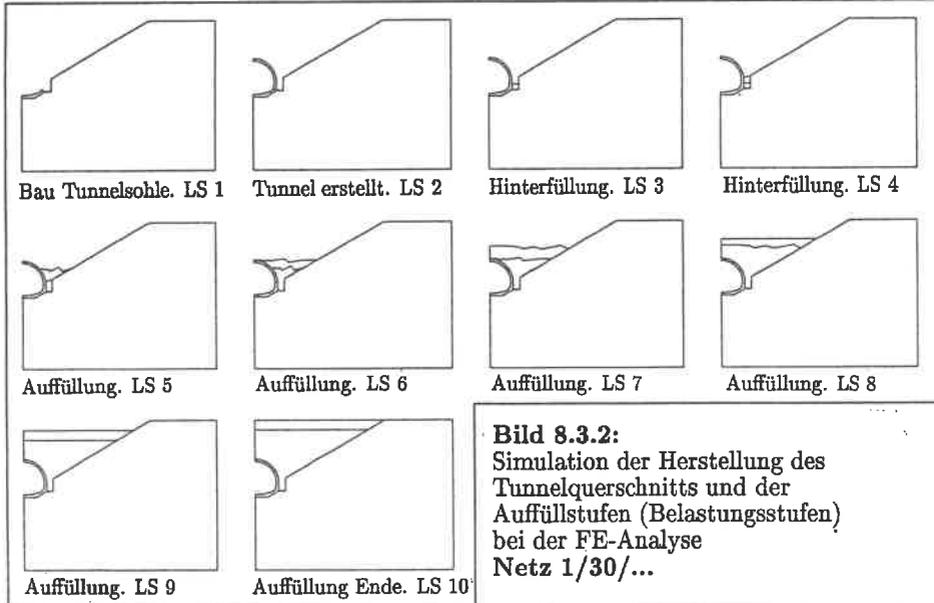
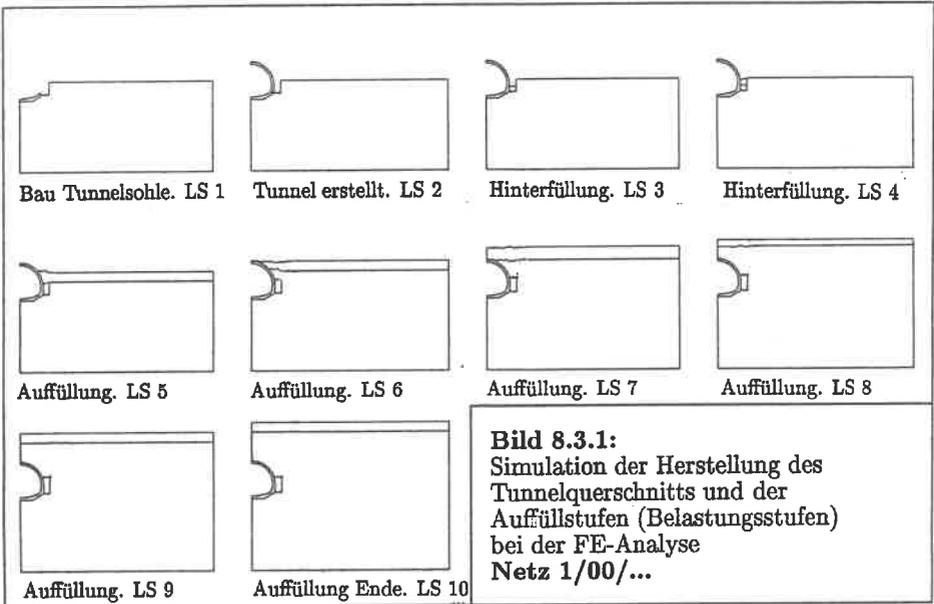
Belastung (normal)
[kN/m²]

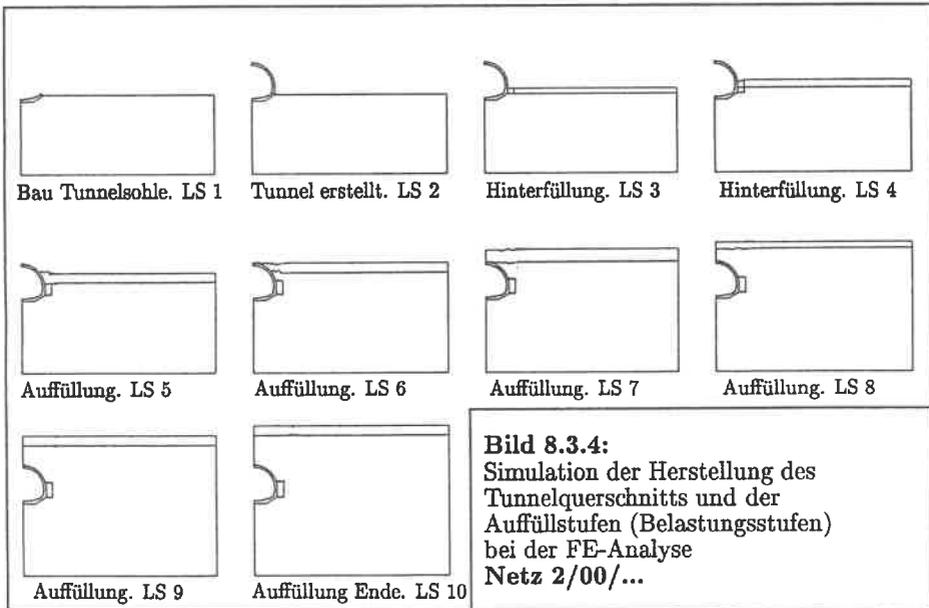
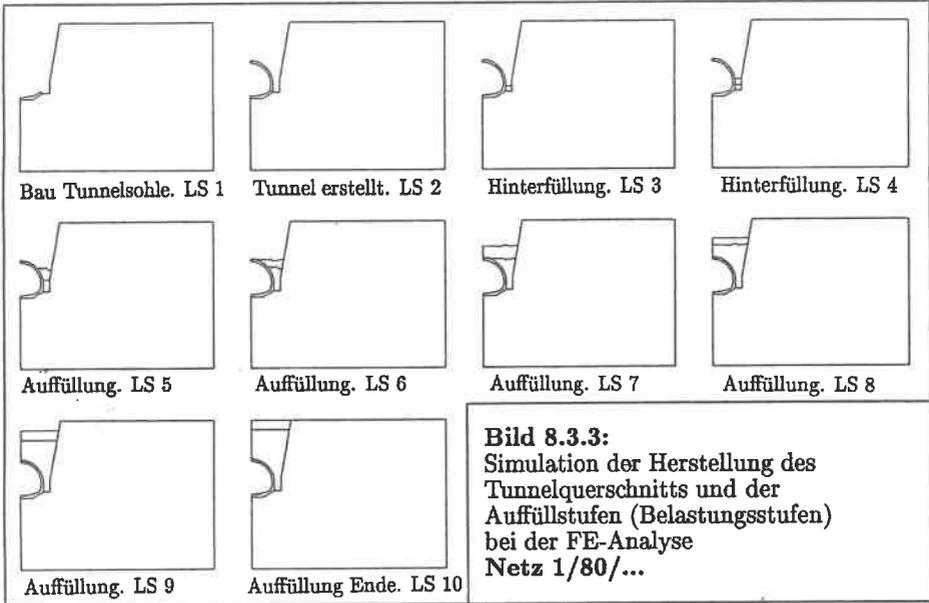
Belastung tangential
[kN/m²]

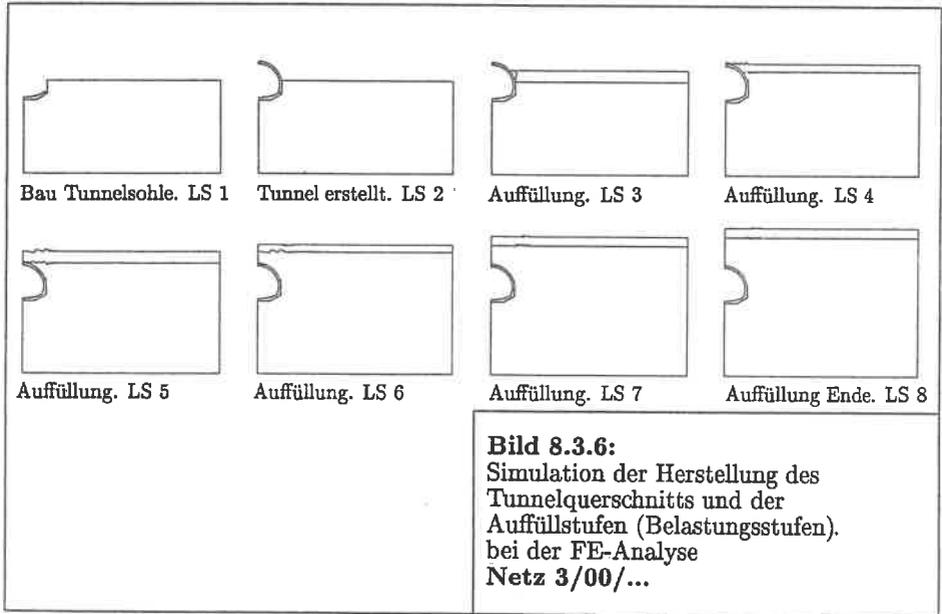
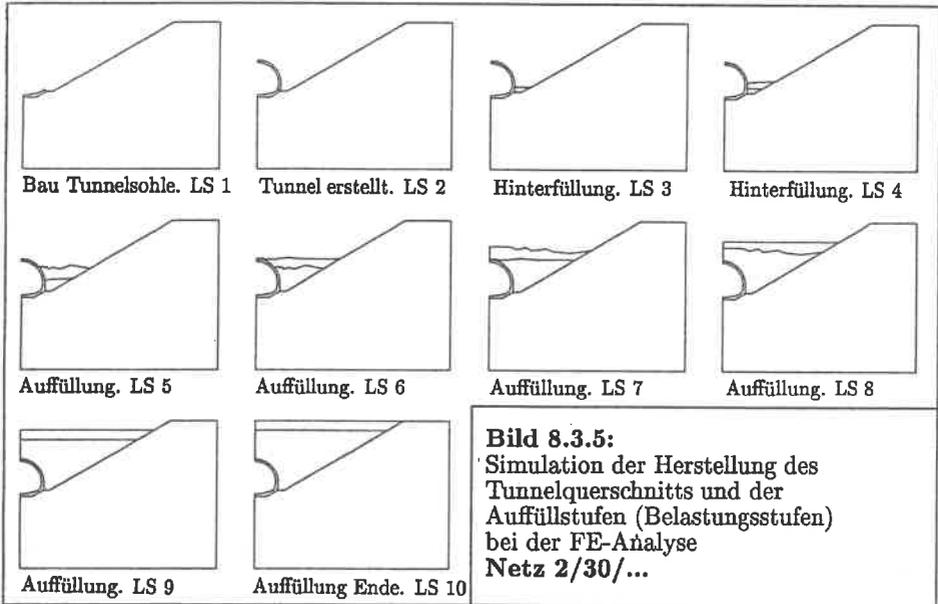
Asymmetrischer Fall

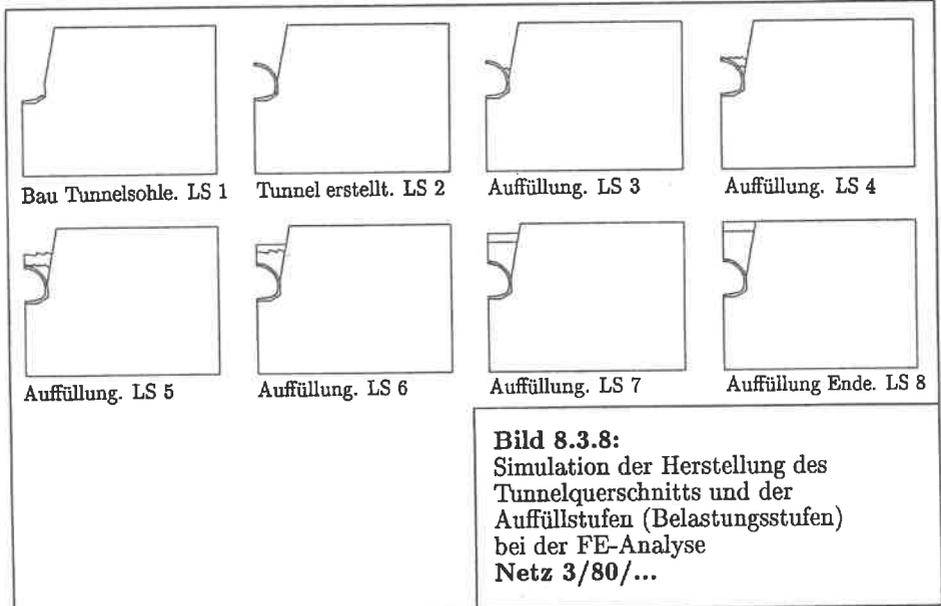
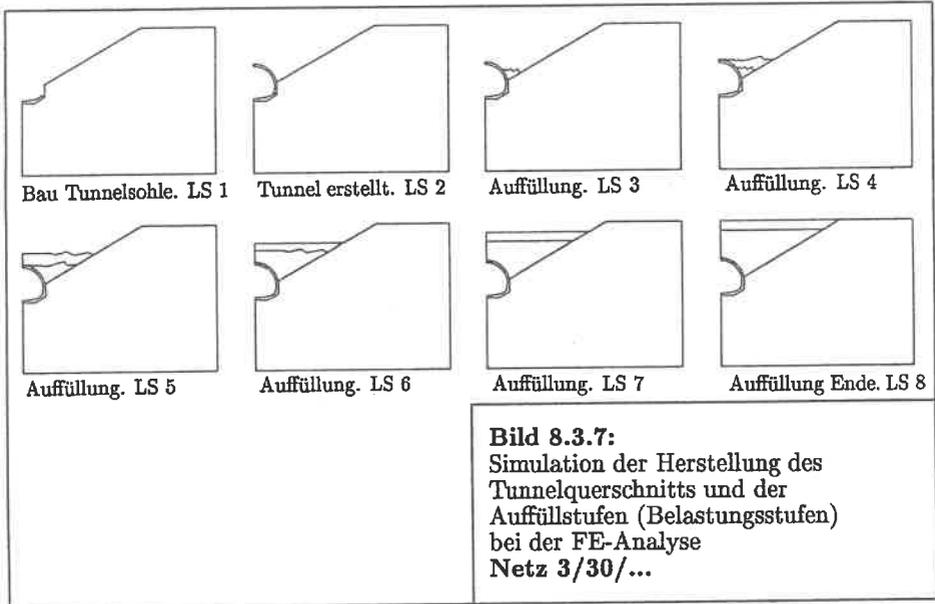
8.3 Auffüllstufen (Belastungsstufen) bei der FE-Analyse

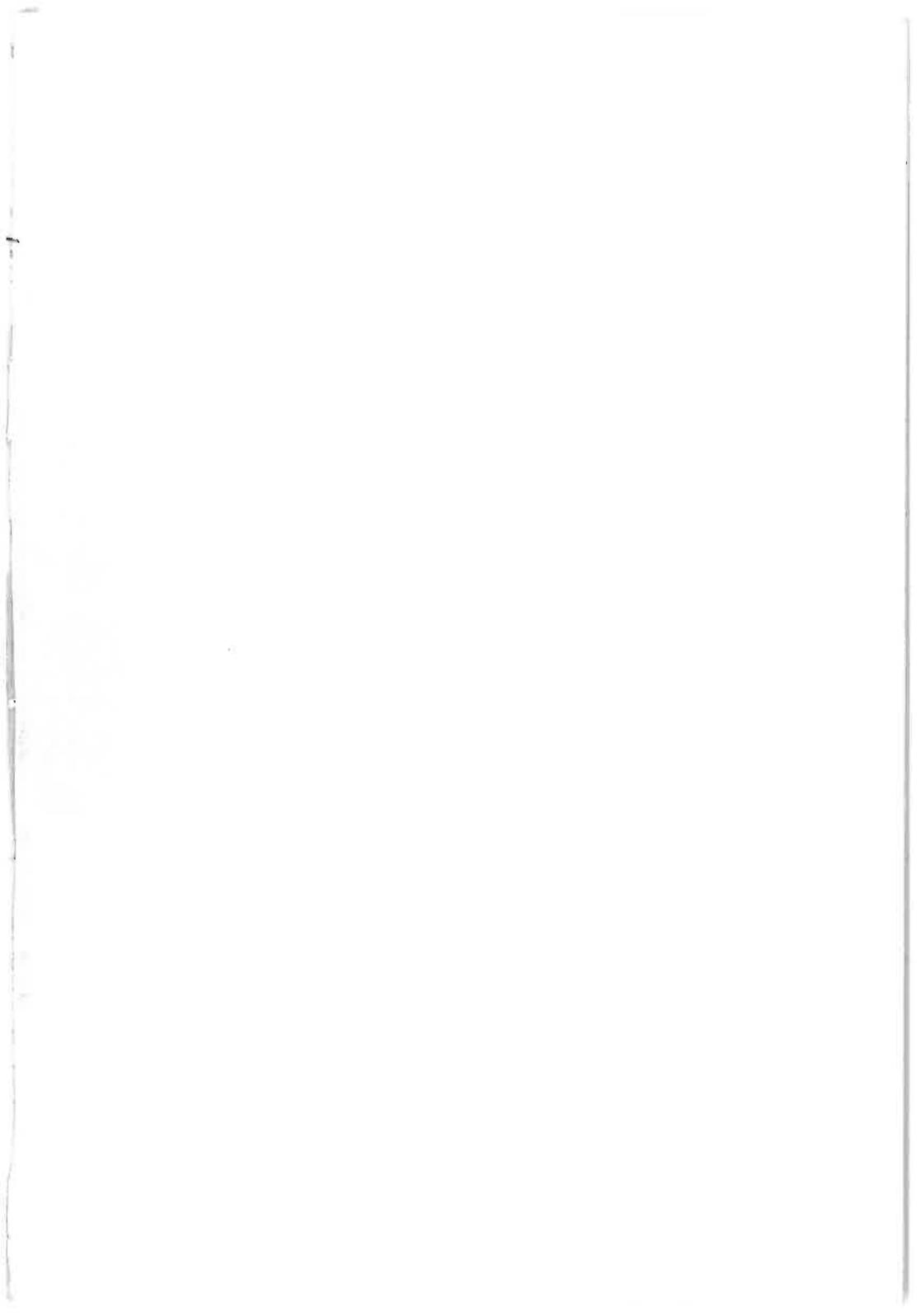
Netz 1/00/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	85
Netz 1/30/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	85
Netz 1/80/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 80^\circ$	Arbeitsraumtyp 1	86
Netz 2/00/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 2	86
Netz 2/30/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 2	87
Netz 3/00/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	87
Netz 3/30/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 30^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	88
Netz 3/80/1 - 3	Böschungswinkel $\beta = 80^\circ$	Arbeitsraumtyp 3	88











Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

- Nr. 1 Thamm, B.R. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß
DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
vergriffen
- Nr. 5 Smolczyk, U./ (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR. Pertschi, O./
Hilmer, K. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
vergriffen
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkammerwände
DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
DM 15,--

- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
DM 25,--
- Nr. 14 Schmidt, H.H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
Schweikert, O.
DM 12,--
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
Smoltczyk, U.
DM 15,--

- Nr. 17 Gruhle, H.-D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
DM 30,--
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
DM 25,--
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
DM 25,--
- Nr. 20 Smolczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe (1988)
DM 35,--
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erd-drucks
DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand
vergriffen
- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
DM 25,--
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
Smolczyk, U./
Schad, H./
Zoller, P. Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung
DM 35,-
- Nr. 25 Gußmann, P. (1985) Die Methode der Kinematischen Elemente
DM 20,--

- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei
monotoner einaxialer Beanspruchung
DM 25,--
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit
von Schlitzten im Sand neben Einzel-
fundamenten
DM 25,--
- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von
Gründungskörpern unter horizon-
talem kinematischen Zwang
DM 25,--
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erd-
böschungen im stochastischen
Sicherheitskonzept
DM 25,--
- Nr. 30 Breinlinger, F. (1989) Bodenmechanische Stoffgleichungen
bei großen Deformationen sowie Be-
und Entlastungsvorgängen
DM 30,--
- Nr. 31 Smolczyk, U./ (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln
Breinlinger, F./ in offener Bauweise
Schad, H./
Wittlinger, M. DM 25,--
- Nr. 32 Gußmann, P./ (1989) Beiträge zur Anwendung der KEM
Schanz, T./ (Erddruck, Grundbruch, Stand-
Smolczyk, U./ sicherheit von Böschungen)
Willand, E.

[in Vorbereitung]

